

## I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: **Berková** Jméno: **Lenka** Osobní číslo: **399106**  
Fakulta/ústav: **Fakulta stavební**  
Zadávající katedra/ústav: **Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí**  
Studijní program: **Stavební inženýrství**  
Studijní obor: **Integrální bezpečnost staveb**

## II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce:

**Dřevobetonový spřažený nosník za požáru**

Název diplomové práce anglicky:

**Coupled timber-concrete beam in fire**

Pokyny pro vypracování:

Seznam doporučené literatury:

Jméno a pracoviště vedoucí(ho) diplomové práce:

**Ing. Lukáš Blesák Ph.D., katedra ocelových a dřevěných konstrukcí FSv**

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

Datum zadání diplomové práce: **03.10.2016**

Termín odevzdání diplomové práce: **08.01.2017**

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

\_\_\_\_\_  
Podpis vedoucí(ho) práce

\_\_\_\_\_  
Podpis vedoucí(ho) ústavu/katedry

\_\_\_\_\_  
Podpis děkana(ky)

## III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

\_\_\_\_\_  
Datum převzetí zadání

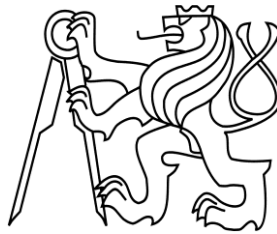
\_\_\_\_\_  
Podpis studentky

---

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí



Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Integrovaná bezpečnost staveb

**Diplomová práce**

**DŘEVO-BETONOVÝ SPŘAŽENÝ NOSNÍK ZA  
POŽÁRU**

COUPLED TIMBER-CONCRETE BEAM IN FIRE

Bc. Lenka Berková

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

2017

---

## **Prohlášení**

Prohlašuji, že tuto diplomovou práci jsem vypracovala sama pod odborným vedením pana Ing. Lukáše Blesáka, Ph.D. a informace jsem čerpala z uvedené literatury.

Nemám námitek proti použití tohoto školního díla ve smyslu § 60 Zákona č. 121/2000 Sb. o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 8. ledna 2017

Lenka Berková

---

## **Poděkování**

Chtěla bych poděkovat své rodině za celkovou podporu během mého studia. Mé zvláštní poděkování patří především panu Ing. Lukášovi Blesákovi Ph.D. za cenné rady, věcné připomínky, vstřícnost a ochotu při konzultacích a vypracování této diplomové práce. V neposlední řadě také děkuji vedení ČVUT fakulty stavební, že mi vyšla vstříc a umožnila mi dokončit studium v souvislosti s narozením mého syna.

---

## **Anotace**

Tato diplomová práce je zaměřena na problematiku kompozitních dřevo-betonových stropních konstrukcí za požáru. Je zde uveden popis chování jednotlivých materiálů za zvýšených teplot, postup návrhu dřevo-betonových konstrukcí za požáru a charakteristické chování dřevo-betonové stropní konstrukce za požáru. Součástí této práce je také statické posouzení za běžné teploty konkrétní dřevo-betonové trémové stropní konstrukce převzaté z experimentu s použitím 3 různých druhů spojovacích prostředků, výpočet teplotních analýz provedený programem Atena, statické posouzení průřezů na účinky požáru dle norem a výpočet redukce modulu prokluzu spojovacích prostředků za požáru. Výsledkem této práce je porovnání výsledků mezi posuzováním konstrukcí dle norem a skutečností a vyhodnocení výhodnosti použití vybraných spojů z hlediska vystavení požáru.

### **Klíčová slova**

dřevo-betonový spřažený nosník, požár, stropní konstrukce, Atena, spojovací prostředky, teplotní analýza, modul prokluzu

## **Annotation**

This work is focused on composite timber-concrete ceiling structures in fire. There is a description of the behavior of materials at elevated temperatures, process of design timber-concrete structures in fire and characteristic behavior of timber-concrete ceilings in fire. Part of this work is also assessing the specific timber-concrete ceiling structures taken from the experiment with using 3 different kinds of connections, calculation of thermal analysis by program Atena, structural analysis of cross-sections on the effect of fire according to standards and calculation reduction of the connection's slip modules on fire. The result of this work is to compare the results between assessment structures according to standards with the facts and the convenience of using selected connections when exposed to fire.

### **Keywords**

Coupled timber-concrete beam, fire, ceiling constructions, Atena, connections, thermal analysis, slip modul

---

## Seznam použitých symbolů a zkratek

### Latinské symboly

A	Plocha	m <sup>2</sup>
c	Měrná tepelná kapacita	J/(kgK)
E	Yongův modul pružnosti	MPa
e	Koeficient emisivity	-
T	Pokožová teplota	°C
I	Moment setrvačnosti	N/mm <sup>4</sup>
w	Průhyb konstrukce	mm

### Řecké symboly

$\lambda$	Součinitel tepelné vodivosti	W/(m·K)
$\rho$	Objemová hmotnost	kg/m <sup>3</sup>
$\varepsilon$	Poměrné přetvoření	-
$\alpha$	Součinitel přestupu tepla	W/(m <sup>2</sup> K)
$\gamma$	Součinitel spolehlivosti materiálu	-
$\pi$	Ludolfovo číslo	-
$\sigma$	Normálové napětí	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	Smykové napětí	N/mm <sup>2</sup>
$\eta$	redukční součinitel zatížení za požáru	-

### Zkratky

ŽB	Železobeton
GID	Global innovation design (software)
MB	Monitorovaný bod
cb	crossbeam (nosník)
S	slab (deska)
SMP	silan-modifikovaný polyether
PUR	polyuretanové lepidlo

---

# Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Současný stav poznání .....</b>	<b>2</b>
2.1	Dřevo-betonové konstrukce za běžné teploty .....	2
2.1.1	Materiálové možnosti jednotlivých částí průřezu: .....	3
2.1.2	Spojovací prostředky.....	4
2.2	Chování dřevěných konstrukcí za požáru .....	5
2.3	Chování betonových konstrukcí za požáru .....	8
2.4	Navrhování dřevo-betonových konstrukcí za požáru .....	12
2.5	Charakteristické chování dřevo-betonové stropní konstrukce za požáru.....	13
<b>3</b>	<b>Dřevo-betonový spřažený nosník.....</b>	<b>14</b>
3.1	Experiment – Chování dřevo-betonových montovaných konstrukcí se šroubovými spoji.....	14
3.2	Posouzení dřevo-betonové spřažené konstrukce za běžné teploty.....	17
3.3	Posouzení dřevo-betonové spřažené konstrukce za běžné teploty s redukováným zatížením .....	22
3.3.1	Spoj se dvěma ocelovými šrouby.....	24
3.3.2	Spoj kolíkem z betonářské oceli .....	27
3.3.3	Spoj deskou z lepené překližky.....	30
3.4	Stanovení požárního rizika a stupně požární bezpečnosti požárního úseku .....	36
3.5	Teplotní analýzy dřevo-betonové stropní konstrukce .....	38
3.5.1	Materiálové vlastnosti: .....	40
3.5.2	Charakteristiky použitých teplotních křivek: .....	50
3.5.3	Teplotní analýza T-průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby s použitím normové teplotní křivky.....	58
3.5.4	Teplotní analýza T-průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby s použitím parametrické teplotní křivky .....	59
3.5.5	Teplotní analýza T-průřezu spojeným kolíkem z betonářské oceli s použitím normové teplotní křivky.....	60
3.5.6	Teplotní analýza T-průřezu spojeným kolíkem z betonářské oceli s použitím parametrické teplotní křivky .....	61
3.5.7	Teplotní analýza T-průřezu spojeným deskou z lepené překližky s použitím normové teplotní křivky.....	62

---

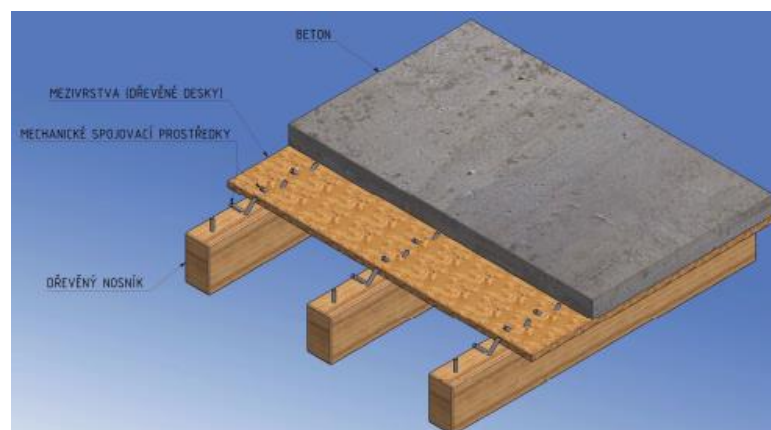
3.5.8	Teplotní analýza T-průřezu spojeným deskou z lepené překližky s použitím parametrické teplotní křivky .....	63
3.6	Posouzení průřezu na účinky požáru .....	64
3.6.1	Průřez se spojem ze dvou ocelových šroubů zatížený normovou teplotní křivkou .....	70
3.6.2	Průřez se spojem ze dvou ocelových šroubů zatížený parametrickou teplotní křivkou .....	79
3.6.3	Průřez s kolíkovým spojem z betonářské oceli zatížený normovou teplotní křivkou .....	80
3.6.4	Průřez s kolíkovým spojem z betonářské oceli zatížený parametrickou teplotní křivkou .....	81
3.6.5	Průřez se spojem s deskou z lepené překližky zatížený normovou teplotní křivkou .....	82
3.6.6	Průřez se spojem s deskou z lepené překližky zatížený parametrickou teplotní křivkou .....	83
3.7	Redukce modulu prokluzu kser.....	85
3.7.1	Redukce kser spoje ze dvou ocelových šroubů zatíženého normovou teplotní křivkou .....	87
3.7.2	Redukce kser spoje ze dvou ocelových šroubů zatíženého parametrickou teplotní křivkou .....	89
3.7.3	Redukce kser kolíkového spoje zatíženého normovou teplotní křivkou .....	91
3.7.4	Redukce kser kolíkového spoje zatíženého parametrickou teplotní křivkou.....	93
3.7.5	Redukce kser spoje z desky z lepené překližky zatíženého normovou teplotní křivkou .....	95
3.7.6	Redukce kser spoje z desky z lepené překližky zatíženého parametrickou teplotní křivkou .....	97
3.7.7	Porovnání výsledků.....	99
<b>4</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>101</b>
	<b>Seznam obrázků .....</b>	<b>102</b>
	<b>Seznam tabulek .....</b>	<b>107</b>
	<b>Literatura .....</b>	<b>109</b>



# 1 Úvod

V současné době se dřevo-betonové konstrukce stále více prosazují nejen ve světě ale i v České republice. Tyto kompozitní prvky, které fungují za předpokladu optimálního spolupůsobení obou materiálů, jsou využívány převážně pro sprážené dřevo-betonové stropy. Kladné vlastnosti těchto prvků se s úspěchem používají jak při zesilování a rekonstrukci historických staveb s dřevěnými stropními nosníky nebo deskami, tak při realizaci nových vícepodlažních staveb. Sprážením betonové desky s dřevěnou konstrukcí se dosáhne zvýšení únosnosti a tuhosti systému. Jsou-li dřevo s betonem dobře spojeny, mohou mít až trojnásobnou únosnost a až šestkrát větší ohybovou tuhost oproti tradičním dřevěným stropům (Obrázek 1). (1)

S těmito konstrukcemi se stále více setkáváme při navrhování staveb v praxi, mají jak lepší parametry kročejové a zvukové neprůzvučnosti, tak i lepší požární odolnost. Jelikož při požárním namáhání tvoří betonová deska účinnou bariéru proti šíření plamene, je tím výrazně zlepšena požární odolnost konstrukce v porovnání se zcela dřevěným stropem. Ve všech případech, kdy je dřevo-betonová konstrukce vystavena požáru, hraje hlavní roli nejen velikost dřevěného trámu a tloušťka betonové desky, ale především jejich spolupůsobení tj. správné zvolení spojovacího prostředku, který zabezpečuje soudržnost těchto dvou materiálů o různých vlastnostech. Tato práce se proto bude zabývat nejen posuzováním dřevo-betonové stropní konstrukce trámového typu za běžné teploty a za požáru, ale také třemi různými druhy spojovacích systémů, jejich vlivem na únosnost průřezu a porovnáním z hlediska výhodnosti využití při vystavení konstrukce vysokým teplotám.



Obrázek 1: Typická skladba nosíkového typu dřevo-betonové kompozitní konstrukce. (1)

## 2 Současný stav poznání

### 2.1 Dřevo-betonové konstrukce za běžné teploty

Dřevo-betonové systémy v současnosti nabízí několik aplikací v oblasti stavebnictví, jako jsou stropní konstrukce nebo mostové konstrukce. Tato technologie je poměrně známá a byla zkoumána více než 50 let a to především pro modernizaci stávajících dřevěných stropních konstrukcí. Dnešní výzkumy jsou zaměřeny především na využití dřevo-betonových konstrukcí pro novou výstavbu, jako jsou vícepodlažní budovy a krátkodobé mosty. Kompozitní struktura dřevo-beton je konstruována sprážením betonové desky s dřevěnými trámy. Betonová vrstva účinkuje zejména v tlaku, zatímco dřevěný trám odolává tahu a ohybu, a spojovací systémy přenáší smykové síly mezi těmito dvěma složkami. Výhody těchto konstrukcí oproti dřevěným stropním konstrukcím jsou tedy především zvýšení únosnosti, vyšší tuhosti, což vede ke snížení deformací a menší náchylnosti vůči vibracím, zlepšení akustických vlastností, tepelných vlastností a vyšší požární odolnosti (až 30, 60 a 90 minut). Některé výhody dřevo-betonových stropních konstrukcí jsou odvozeny od klasicky vyztužených betonových desek. Trhliny v tažené oblasti železobetonových desek mohou způsobit pronikání vlhkosti a korozi ocelových výztuží. Kromě toho je spodní část betonové desky (40 až 60% hloubky) neefektivní, kvůli popraskání při ohybovém namáhání. Nahrazením této části za odolné masivní dřevo, může být celková hloubka betonové desky snížena přibližně o 50%, a proto je vlastní hmotnost konstrukce výrazně snížena. Také použití lehkého betonu s menší hustotou, namísto normálního betonu, představuje možné omezení stálého zatížení stropu až o 15%.

Únosnost a tuhost spráženého dřevo-betonového stropu závisí na rozměrech dřevěného nosníku a betonové desky, z toho vyplývá také poměr, jakým se dřevo a beton podílí na účinném průřezu (nutnost efektivního spolupůsobení prvků). Tuhost spráženého stropu je závislá zejména na účinnosti sprážení betonu a dřeva a na ohybové tuhosti dřevěného nosníku. Z tohoto vyplývá, že zvyšování pevnosti betonu jen málo ovlivňuje únosnost spráženého dřevo-betonového stropu. Volba účinného smykového spojení je klíčová k dosažení silného a tuhého kompozitního spojení. Spojovací prostředky ovlivňují tuhost a únosnost stropu v závislosti na jeho rozpětí. (1)

Většina prováděných výzkumů byla zaměřena na systémy, kde je mokrá beton umístěn nad dřevěnými trámy s namontovanými spoji. Některými nevýhodami tohoto typu konstrukce je čas potřebný pro zrání betonu, nižší tuhost a vyšší dotvarování během zrání betonu, vyšší náklady na ukládání betonu a některé možné problémy s kontrolou kvality. Kromě toho smršťování betonové desky, které se nemůže plně rozvinout v

důsledku spojení s trámy, může způsobit výrazné zvýšení počátečního prohnutí a jeho zpětné vrácení do rovnovážného stavu způsobí porušení v kompozitní struktuře. Prefabrikované betonové desky s již vloženými prostředky spřažení a spojení s dřevěnými trámy na staveništi může výrazně snížit všechny uvedené nevýhody mokrého systému. V tomto případě je většina smrštění vyvinuta při výrobě prefabrikované betonové desky ještě nepřipojené k nosníku dřeva, což výrazně snižuje riziko z hlediska zvýšení průhybu a ohybu. Prefabrikace také umožňuje zlepšení stavebního procesu, dosažení vysoké kvality a zároveň šetří zdroje a zjednodušuje recyklaci odpadu. V Německu byly vyvinuty prefabrikované dřevo-betonové prvky s vlepeným plechem jako smykovým spojem, který může konkurovat současným železobetonovým a ocelobetonovým systémům. Vývoj nových účinných mechanických spojů by mohl vést k vysoké účinnosti systému. Prefabrikace betonové desky s již vloženými spřažení se předpokládá jako možný způsob jak snížit časovou i výstavbovou náročnost. (2)

### **2.1.1 Materiálové možnosti jednotlivých částí průřezu:**

#### Dřevo

Pro dřevo-betonové konstrukce se dá využít celá škála dřevěných prvků. Jedná se o nosné prutové konstrukce, které jsou buď stávající, jde-li o rekonstrukci, anebo nové, jde-li o novostavbu. Nejčastěji se používají hraněné prvky z rostlého řeziva. Další možnost je použití lepeného lamelového dřeva, které je svým tvarem a možnostmi teoreticky neomezeno. Zmenšení prvků nebo zvýšení únosnosti prvku může zajistit uhlíková lamela.

#### Spřahující prostředky

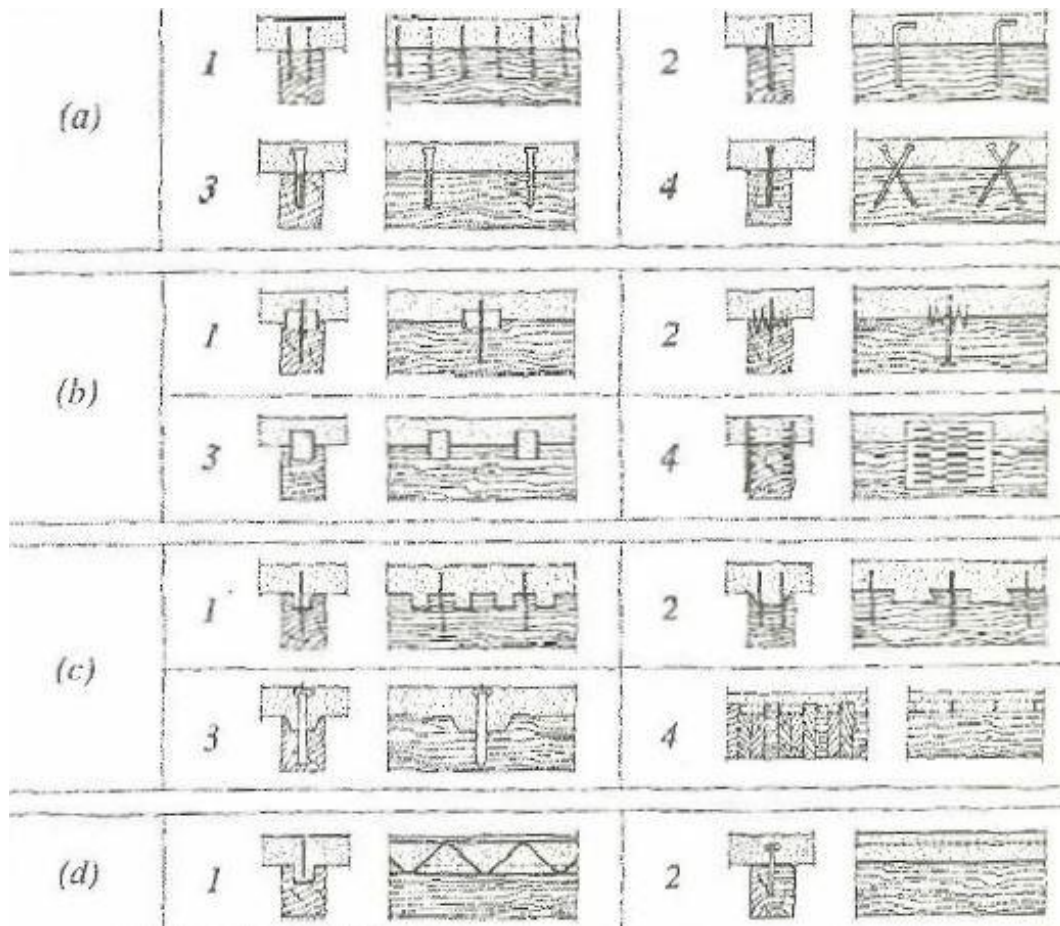
Pro dřevo-betonové konstrukce je to důležitá část, která zajišťuje spolupůsobení dřevěných částí konstrukce s betonem. Nejčastější použití mají prvky kolíkového typu z oceli (př. hřebíky, vruty, tesařské skoby...), anebo kolíky z kompozitních vláken. Další možností je plast ve tvaru žebříčku.

#### Beton

Betonová deska je poslední část spřaženého průřezu. Deska je roznášecí částí stropu a může být tvořena z betonu všech tříd. Lze zde použít i lehčené betony.

## 2.1.2 Spojovací prostředky

Na obrázku je přehled nejpoužívanějších spojů mezi betonovou deskou a dřevěnými nosníky. Spoje jsou přitom rozděleny podle jejich tuhosti od nejméně tuhých po prakticky tuhé spoje.



Obrázek 2 Příklady spojovacích systémů dřevo-beton. (a1) Hřebíky, (a2) kolíky z betonářské vlepované oceli, (a3, a4) vruty, (b1) vkládané hmoždíky, (b2) zalisované hmoždíky, (b3) ocelové trubky, (b4) kovové desky s prolisovanými trny, (c1) kruhové otvory ve dřevě a spojovací prostředky zabraňující nadzdvížení, (c2) pravoúhlé zářezy se spojovacími prostředky, (c3) zapuštění s předpjatými ocelovými pruty, (c4) deska z dřevěných fošen s ocelovými smykovými destičkami, (d1) ocelová příhradovina spojená s dřevěným nosníkem lepením, (d2) ocelový plech vlepovaný do dřevěného nosníku. (3)

## 2.2 Chování dřevěných konstrukcí za požáru

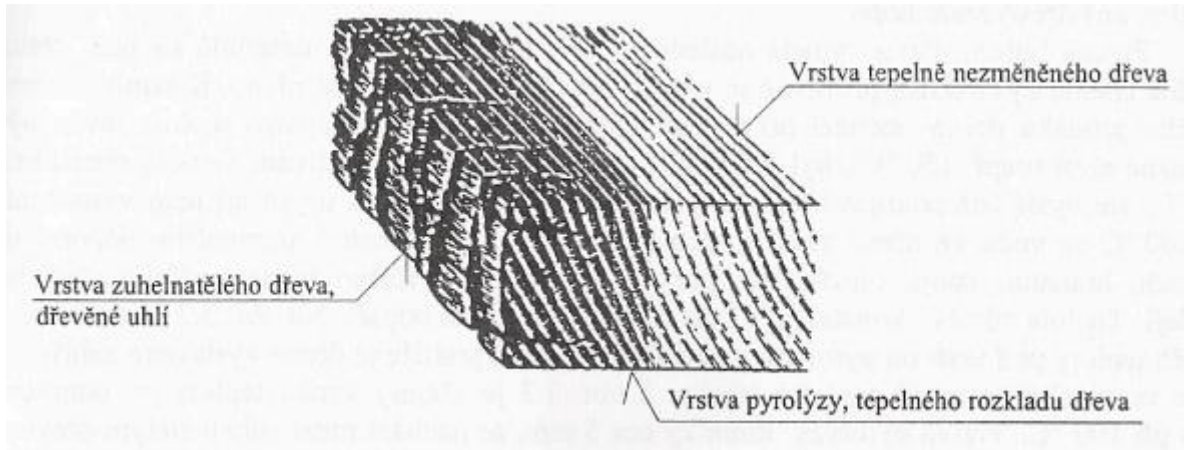
Jsou-li konstrukční prvky ze dřeva a materiálů na bázi dřeva vystaveny požáru, nejprve na povrchu vzplanou a silně hoří do té doby, než se na jejich povrchu vytvoří zuhelnatělá vrstva dřevní hmoty. Tato vrstva brání přístupu vzduchu do vnitřních částí průřezů prvků, tlumí hoření a má též dobré tepelně izolační vlastnosti. Díky tepelně izolační schopnosti povrchové zuhelnatělé vrstvy zůstává teplota ve zbytkovém průřezu prvků 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. Dřevo a materiály na bázi dřeva při požáru nepraskají a ani příliš nesesychají, a proto nedochází k tvorbě trhlin a jejich povrch je uzavřený.

Chování dřeva a materiálů na bázi dřeva při požáru není možné jednoduše popsat. Odlišuje se chování při rozhořívání a při plně rozvinutém požáru. Při rozhořívání se uplatní hořlavost materiálu, stupeň jeho zápalnosti, rychlost šíření ohně/plamene na jeho povrchu a míra předávání tepla. Plně rozvinutý požár představuje fázi po vzplanutí, kdy jsou všechny hořlavé materiály zasaženy 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 k působení příliš vysokých teplot na straně odvrácené ohni, které by mohly vést k nepřímému přenosu požáru na sousední části konstrukce.

Dřevo a materiály na bázi dřeva jsou hořlavé. Přesto, že jejich hořlavost je možné modifikovat povrchovou úpravou nebo impregnací ohnivzdornými solemi, není možné těmito opatřeními dosáhnout jejich nehořlavosti, i když energie potřebná pro jejich zapálení bude větší. Rostlé dřevo je obtížně zápalné a je zaznamenáno velmi málo případů, kdy došlo k zapálení dřeva dříve než jiných materiálů. Rostlé zdravé dřevo se stavební vlhkostí cca 12% vyžaduje pro samovznícení 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 je používáno jako srovnávací materiál pro požární zatřídění jiných materiálů, protože je považováno za materiál, který vykazuje ve většině případů přijatelné riziko zapálení.

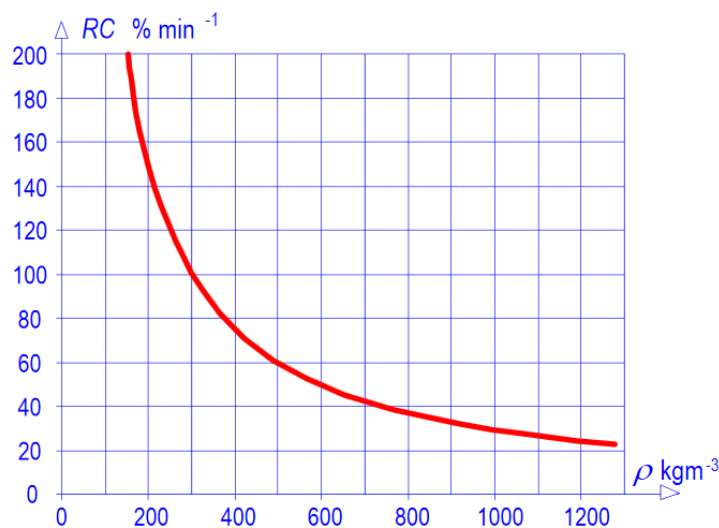
Jsou-li dřevo nebo materiály na bázi dřeva vystaveny plně rozvinutému požáru, dochází k řadě příznivých okolností. Je-li tepelný tok dostatečně velký, povrchy se zapálí a nejprve poměrně silně hoří, zakrátko se však vytvoří tepelně izolační vrstva zuhelnatělého dřeva, viz Obrázek 3. Pod touto zuhelnatělou vrstvou je v případě požáru trvajících více než 20 min přibližně 30 mm vrstva dřeva zasažená vysokou teplotou. Část této vrstvy s teplotou nad 200°C je vrstva pyrolýzy, viz Obrázek 3. V hloubce přibližně

30 mm pod zuhelnatělou vrstvou je pak již dřevo, jehož teplota je stejná jako při pokojové teplotě (tj. asi 20°C), protože dřevo je špatným vodičem tepla a do zbytkového průřezu je přiváděno velmi málo tepla.



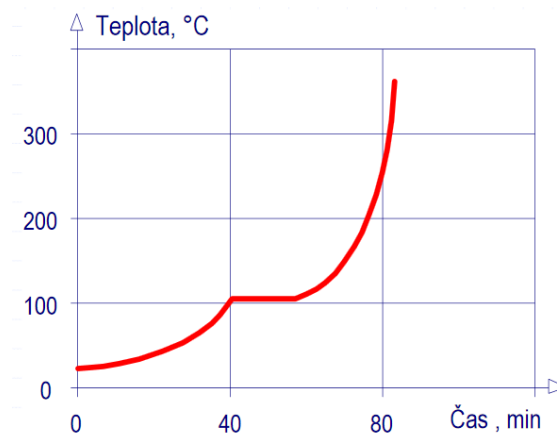
Obrázek 3: Změna dřeva v průřezu konstrukčního prvku při požáru. (4)

Chování prvků ze dřeva a materiálů na bázi dřeva při požáru je výrazně ovlivněn 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 nepříznivějšímu chování dřeva a materiálů na bázi dřeva při požáru. Proto se dřevěné prvky hoblují a zaoblují se jejich strany. Trhliny a praskliny rovněž zvyšují možnost zasažení ohněm. Z těchto důvodů lepené lamelové dřevo, které je převážně bez trhlin, vykazuje menší zuhelnatění než rostlé dřevo. Doba do zapálení dřeva a šíření ohně závisí na hustotě (v zcela suchém stavu) a proto různé druhy dřeva vykazují rozdílné chování při požáru. Vztah mezi hustotou a mírou zuhelnatění dřeva je znázorněn na obrázku (Obrázek 4).



Obrázek 4: Vztah mezi hustotou a mírou zuhelnatění dřeva RC. (4)

Proces hoření dřeva vypadá následovně. Při hoření dřeva a materiálů na bázi dřeva probíhá chemický rozklad, při němž se vytváří dřevěné uhlí a hořlavé plyny. K samovznícení tenkého proužku dřeva dochází při teplotě mezi 340 a 430°C. Zápalná teplota může být i výrazně nižší (např. 150°C), byl-li dřevěný prvek již delší dobu ohříván. Teploty menší než 100°C, ale vyšší než pokojová teplota, přivádějí do dřeva teplo a urychlují jeho vysoušení. Při 100°C se voda ve dřevu začíná odpařovat a pára uniká cestou nejmenšího odporu, tj. v rozích, hranami, spoji, otevřenými póry a trhlinami. V těchto místech dřevo vysychá rychleji. Teplota zůstává konstantní až do doby než se voda odpaří. Na obrázku (Obrázek 5) je znázorněn průběh teploty pod vrstvou pyrolýzy v závislosti na čase, jestliže je dřevo vystaveno zahřívání podle nominální normové teplotní křivky.



Obrázek 5: Teplota pod vrstvou pyrolýzy dřeva, které je vystaveno požáru dle nominální normové teplotní křivky. (4)

Z obrázku (Obrázek 5) je zřejmý vzrůst teploty po odpaření vody při 100°C. Vrstva pyrolýzy, tloušťky cca 5 mm, se nachází mezi zuhelnatělým dřevem a tepelně nezměněným dřevem. V této vrstvě je dřevo ohněm již chemicky změněno, ale ještě není zcela rozloženo.

V rozmezí 150 až 200°C se tvoří povrchové plyny (asi 70% nehořlavého CO<sub>2</sub> a 30% hořlavého CO). Do 275°C probíhá tepelný rozklad dřeva (pyrolýza) poměrně pomalu a výhřevnost plynů přitom je jen asi 5 024 KJm<sup>-3</sup> hmoty. Teprve při zvýšení teploty nad 275°C nastávají již silně exotermické reakce a stoupá rychle teplota tvorbou lehké zápalné směsi uhlovodíků o výhřevnosti 8 374 KJm<sup>-3</sup> i více. Nejvíce hořlavé směsi vzniká při teplotách mezi 400 až 420 °C a její výhřevnost se zvyšuje až na 18 840 KJm<sup>-3</sup>. Při teplotách nad 500°C se tvoření plynů opět snižuje. Po prvním vznícení a hoření zápalné směsi plynů však hoření pokračuje dále, podporováno vyvíjejícím se teplem, které rozkládá i hlubší vrstvy dřeva na spalitelné produkty. Na druhé straně se na povrchu

vytváří vrstva nespáleného uhlíku, který je špatným vodičem tepla a zamezuje přístupu tepla k vnitřním nerozloženým vrstvám a tím znemožňuje přívod dalších spalitelných plynů na povrch, až může v tomto stadiu u rozměrnějších průřezů prvků oheň i ustát, nedojde-li k popraskání a odprýskání této vrstvy.

Tepelná vodivost zuhelnatělé vrstvy, dřevěného uhlí, je pouze asi jednou šestinou tepelné vodivosti rostlého 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 všeobecně předpokládá. (4)

### 2.3 Chování betonových konstrukcí za požáru

Beton úspěšně odolává působení požáru díky dvěma klíčovými složkám – jednak jsou to základní vlastnosti betonu jako stavebního materiálu, jednak je to jeho funkce ve vlastní konstrukci. Beton je nehořlavý materiál s nízkou rychlostí šíření tepla napříč průřezem (působí jako tepelná clona). To znamená, že ve většině konstrukcí může být beton použit bez jakékoli další požární ochrany. Požárně bezpečnostní vlastnosti betonu jsou v podstatě shodné – bez ohledu na to, zda se jedná o beton běžný či lehký, beton pórovitý či betonové zdivo. Dá se říci, že žádný jiný materiál se z hlediska požární bezpečnosti nechová tak komplexně jako beton.

Na rozdíl od jiných konstrukčních materiálů beton nehoří. Je odolný vůči doutnajícím hmotám, které mohou dosáhnout velmi vysokých teplot a tak založit nebo dokonce opětovně způsobit požár. Beton nemůže být zapálen ani plameny z hořících předmětů. Jelikož beton nehoří, neprodukuje při požáru ani kouř, plyny nebo toxické zplodiny. Na rozdíl od některých plastů nebo kovů z betonu neodpadávají rozžhavené části, které jinak mohou být příčinou dalšího vznícení. Beton v žádném případě nemůže přispět k propuknutí a šíření požáru. Beton nezvyšuje požární zatížení. Vlastnosti betonu z hlediska jeho reakce na oheň jsou deklarovány v evropských normách. Podle normy ČSN EN 13501-1: 2002: Požární klasifikace stavebních výrobků a konstrukcí staveb se materiály v závislosti na jejich reakci na oheň rozdělují do sedmi tříd označených jako A1, A2, B, C, D, E a F. Nejvyšší možná třída je třída A1 (nepřispívá k požáru). Evropská komise vydala seznam materiálů spadajících do této třídy. Patří sem různé druhy betonu, včetně těch obsahujících různé minerální příměsi, přísady a jiné materiály (kromě zabudované tepelné izolace). Beton splňuje požadavky třídy A1, neboť jeho minerální složky jsou zaručeně nehořlavé (tzn., že se nezapálí při teplotách běžně dosažených při požáru).

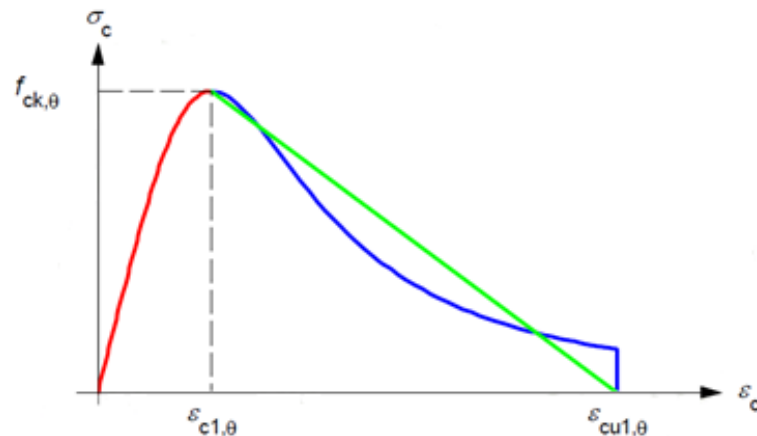


Beton má vysokou požární odolnost, a pokud je správně navržen, může být ve většině případů považován za ohnivzdorný. Beton je velmi účinnou požární clonou. Masivní betonová hmota má vysokou schopnost akumulovat teplo. Pórovitá struktura betonu se podílí na nízké rychlosti šíření tepla napříč průřezem. Tyto vlastnosti umožňují betonu působit jako účinná požární clona. V důsledku nízké rychlosti šíření tepla napříč průřezem betonového prvku nemají vnitřní části průřezu stejně vysoké teploty jako povrch prvku vystavený požáru. Je-li beton při požáru vystaven vysokým teplotám, může v něm docházet k mnoha mechanickým, fyzikálním a chemickým změnám. Tyto změny jsou popsány v tabulce (Tabulka 1), která znázorňuje souvislost mezi teplotou betonu (nikoli teplotou požáru) a změnami jeho vlastností. (5)

Tabulka 1: Popis procesů a změn v betonu při vystavení požáru. (6)

$\theta$ [°C]	Procesy a změny v betonu při vystavení požáru
20–100	Dochází k hydrataci (přeměna volné vody v chemicky vázanou). Vznik CSH a $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .
100	Začíná dehydratace cementového tmelu – uvolňování volné vody za současného rozkladu hydrátů.
150	Vrcholí první fáze rozkladu CSH.
200+	Dochází k uvolňování vázané vody.
300+	Pokračuje rozklad CSH a $\text{Ca}(\text{OH})_2$ za výrazného vzniku mikrotrhlin. Začíná se porušovat kamenivo, nejdříve se porušuje křemičité kamenivo.
550–600	Dochází k fázové změně křemene z triklinické soustavy na soustavu hexagonální. To vede společně s vlivem rozdílné teplotní roztažnosti k narušování vazeb mezi kamenivem a cement. tmelem.
700–750	Vrcholí druhá fáze rozkladu CSH.
800+	Hydraulické vazby v cementovém tmelu přecházejí na vazby keramické. Dochází k dekarbonataci vápencového kameniva, při které vzniká $\text{CO}_2$ .
900	Totální dekompozice cementového tmelu.
1000+	Začíná tavení některých složek betonu.
1200+	Celkové tavení materiálu.

Změna mechanických vlastností při vystavení požáru lze určit z pracovního diagramu (Obrázek 6). Diagram je charakterizovaný pevností betonu v tlaku  $f_{ck,\theta}$  a přetvořením  $\varepsilon_{c1,\theta}$  odpovídajícím  $f_{ck,\theta}$ . Hodnoty pro každý z těchto parametrů je uveden v tabulce (Tabulka 2).



Obrázek 6 Model pracovního diagramu betonu v tlaku při zvýšených teplotách. (6)

Tabulka 2: Hodnoty hlavních parametrů pracovního diagramu obyčejného betonu. (6)

Teplota $\theta$ [°C]	Beton s křemičitým kamenivem			Beton s vápencovým kamenivem		
	$f_{ck,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{ck,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Pevnost betonu v tahu by normálně měla být zanedbána (konzervativní). Pokud je třeba uvažovat pevnost betonu v tahu, uvažuje se snížená charakteristická tahová pevnost podle vztahu

$$f_{\text{ckt},\theta} = k_{\text{ck},\theta} f_{\text{ck},\theta}$$

kde  $k_{\text{ck},\theta}$  je redukční součinitel, jehož hodnotu lze uvažovat

$$\begin{aligned} \text{pro } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100^{\circ}\text{C} & \quad k_{\text{ck},\theta} = 1,0 \\ \text{pro } 100^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 600^{\circ}\text{C} & \quad k_{\text{ck},\theta} = 1,0 - 1,0 (\theta - 100) / 500 \end{aligned} \quad (4)$$

U železového betonu vystaveného požáru působí vyšší teploty nejen na cementové pojivo, na kamenivo, ale i na ocelové vložky. Cement podléhá hydrataci a rozpadá se, ocelové vložky se protahují a ztrácejí pevnost. Změny jednotlivých vlastností různých druhů vyztužovacích ocelí při namáhání vyšší teplotou jsou stejně důležité, ne-li důležitější než změny charakteristik betonu. Teplota ohřátí výztuže ovlivňuje všechny charakteristiky pracovního diagramu oceli, např. mez kluzu, modul pružnosti, pevnost, mezní přetvoření atd.

U vyztuženého betonu má na jeho vlastnosti při narůstání teplot vliv i soudržnost betonu s výztuží, která za normálních teplot založena na stejné teplotní roztažnosti obou materiálů. Narůstá-li teplota nad  $100^{\circ}\text{C}$ , začíná se součinitel teplotní roztažnosti betonu  $\alpha_{\text{bt}}$  lišit od oceli – u oceli je vyšší než u betonu. Tím ocelová výztuž má tendenci se více rozpínat než jí může beton dovolit, čímž dochází ke vzniku napětí a k pozvolnému poklesu soudržnosti výztuže s betonem. Protože z požárně technického hlediska mají být rozdíly součinitelů  $\alpha$  oceli a betonu co nejmenší, musí se vhodně zvolit druh použitého kameniva (směs ze šterku čedičového, vápencového nebo vysokopecní strusky, jejichž  $\alpha$  se při teplotách nad  $500^{\circ}\text{C}$  mění jen nepatrně). U konstrukcí vystavených požáru dochází velmi často k odprýsknutí betonu. Příčinou odprýsknutí je přemáhání betonu, kdy v něm vznikají normálová napětí v tlaku od zatížení, vnitřního pnutí (nemohou-li se vlákna betonu s vyšší teplotou v průřezu volně přetvářet) a vynuceného přetvoření (brání-li podepření volnému přetvoření ohřáté konstrukce).

Poměrně značná odolnost ŽB vůči požáru je velmi ovlivňována i krytím ocelových vložek proti přehřátí za kritické teploty. (7)

## 2.4 Navrhování dřevo-betonových konstrukcí za požáru

Požární odolnost dřevo-betonových prvků je dána především dřevem a spřahovacími prostředky. Chování při požáru je ovlivňováno nejen zmenšováním průřezu dřevěného prvku vlivem odhořívání dřevní hmoty (Obrázek 7) a teplotně závislým poklesem mechanických vlastností dřeva, ale i na spřažení a částečně i na betonu. Za požáru je nutné znát vlastnosti jednotlivých prvků kompozitní dřevo-betonové konstrukce při vysokých teplotách, které jsou závislé na rozměrech, tvaru, povrchu, hustotě a vlhkosti dřevní hmoty, velikosti požárního zatížení a teplotě plynu v požárním úseku v průběhu požáru. Způsob spřažení je důležitý pro kontrolu chování smykového spojení při požáru a je řízen chováním jeho nejslabšího prvku, který je někdy těžko předvídatelný.

Tuhost spřažení je při požáru ovlivňována zejména teplotou dřeva v okolí spřažení a se zvyšující se teplotou rychle klesá. Teplota dřeva v okolí spřažení závisí nejvíce na vzdálenosti osy spřahovacího prostředku od okraje průřezu, tedy jeho krytí. V místě smykového spojení může být vývoj teploty řízen rozměrem příčného řezu, zejména šířkou a druhem požárního scénáře. Pro výpočet požární odolnosti dřevo-betonových kompozitních desek byla vyvinuta zjednodušená návrhová metoda na základě výpočtového modelu pro mechanicky spojované nosníky s možností flexibilního pružného spojení, uvedena v normě EN 1995-1-1 a metoda redukovaného průřezu, uvedena v EN 1995-1-2. Účinky teploty na mechanické vlastnosti dřeva, betonu a jejich připojení jsou zohledněny modifikačními faktory  $k_{mod,fi}$ . Pro pevnosti a tuhosti šroubových spojů byl vyvinut zjednodušený vzorec pro výpočet modifikačních faktorů  $k_{mod,fi}$  na základě výsledků rozsáhlé experimentální studie o chování šroubových spojů za požáru. Modifikační faktory  $k_{mod,fi}$  byly vyjádřeny jako funkce bočního krytí spojovacích prostředků dřevem. Proto není třeba určení teploty v dřevěném prvku. Výpočet vlastností pevnosti a tuhosti šroubového spoje za požáru je tedy pro výpočet mnohem jednodušší.

(8) (9)



Obrázek 7 Zmenšení průřezu dřevěného trámu vlivem odhořívání dřevní hmoty. (foto Ing. Lukáš Blesák, Ph.D.)

## 2.5 Charakteristické chování dřevo-betonové stropní konstrukce za požáru

Pokud je stropní dřevo-betonová konstrukce typické skladby (betonová deska ležící na nechráněných dřevěných nosnících viz Obrázek 8) vystavena požáru, lze pozorovat charakteristický sled událostí. V prvních 5-10 minutách dojde k výchylce v rozích betonové desky vlivem vysokých teplot. Tato výchylka je způsobena několika faktory. Prvním je rychlé zvýšení teploty působící rychlé změny ve struktuře dřeva, které ztrácí modul pružnosti, aniž by bylo chráněno zuhelnatělou vrstvou. Dalším faktorem je tepelná kapacita betonu – jeho teplota je poměrně nízká. V další fázi v době od 10-30 minut ztrácejí hlavní nosné dřevěné trámy svou tuhost v ohybu vlivem tepelné degradace dřeva a proto lze pozorovat horizontální časové deformace. Vnitřní nosníky postupně selhávají. Jak nosníky ztrácejí ohybovou tuhost, vertikální deformace se zvyšuje a prodloužení spodní hrany nosníku, ve směru osy nosníku, způsobuje „odlupování dřeva“. Zuhelnatělé vrstvy spáleného dřeva postupně odpadávají a dřevo tudíž není samo o sobě chráněno a tepelně nedegradované vrstvy jsou vystaveny ohni. To způsobuje odhořívání dalších částí dřevěných trámů a postupné zvyšování vertikálního vychýlení, které vede k přerozdělování vnitřních sil. Stále zvětšování vertikální deformace způsobí až úplné selhání vnitřních nosníků a nastane membránové působení betonové desky. (10)



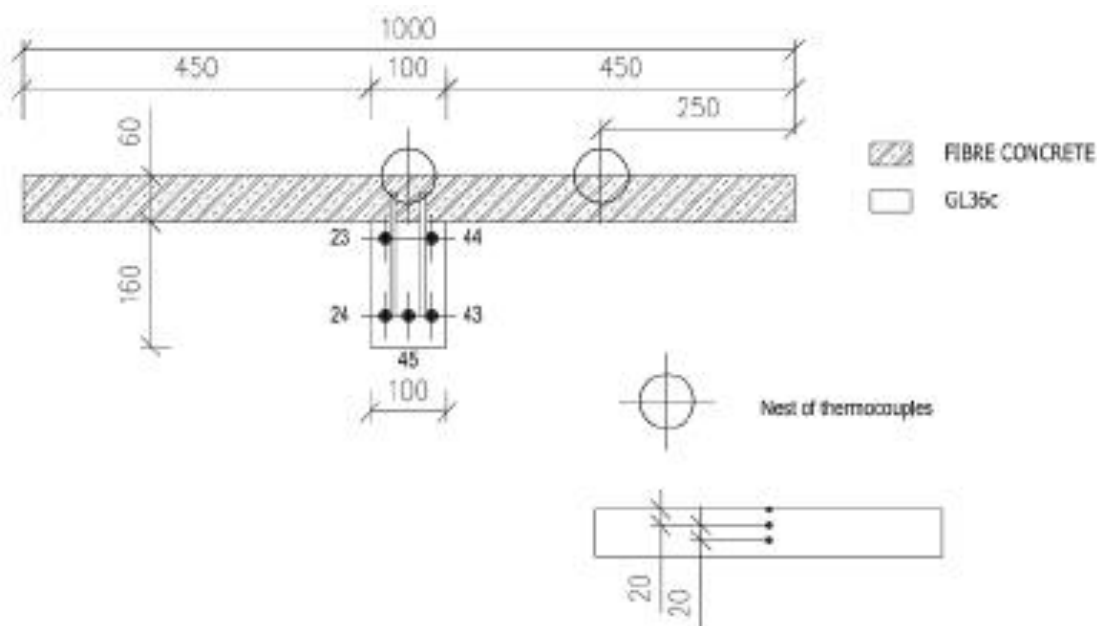
Obrázek 8 Dřevo-betonová stropní konstrukce vystavená požáru (10)

### 3 Dřevo-betonový spřažený nosník

Tato část práce se zabývá dřevěným stropním nosníkem spřaženým s betonovou deskou plnicí funkci stropní konstrukce nad bytovou jednotkou a jeho posouzením jak za běžné teploty, tak na účinky požáru. Dále jsou zhotoveny teplotní analýzy průřezů se 3 druhy spojovacích prostředků zatíženým dvěma různými teplotními křivkami. Výsledky těchto analýz jsou použity pro posouzení únosnosti těchto průřezů na účinky požáru dle norem a pro výpočet redukce modulu prokluzu jednotlivých spojů za požáru. Rozměry, zatížení a materiály konstrukce byly převzaty z provedeného experimentu, se kterým bude tato práce provádět porovnání výsledků.

#### 3.1 Experiment – Chování dřevo-betonových montovaných konstrukcí se šroubovými spoji

V roce 2014 byla provedena experimentální práce a analytické modelování kompozitní konstrukce stávající se z dřevěného trámu a betonové desky spojené dvěma ocelovými vlákny (Obrázek 9). Hlavním cílem experimentu byla identifikace a ověření parametrů spojovacích prvků, prozkoumání možnosti použití ocelových vláken jako spojení železobetonové desky s dřevěnými trámy a zkoumání chování zatížené podlahové konstrukce pomocí modelů ANSYS. Výsledky získané v numerických simulacích byly porovnány s výsledky získanými z prováděných šesti zkoušek. Tyto zkoušky byly prováděny za účelem zjištění tuhosti a smykové únosnosti spojovacího systému.



Obrázek 9 Příčný řez zkoušené dřevo-betonové spřažené konstrukce. (11)

Experimentální program byl rozdělen do dvou hlavních skupin. První skupina se skládala ze zkoušek materiálových vlastností a druhá skupina obsahovala testy konstrukčního prvku. Cílem těchto testů bylo stanovit materiálové vlastnosti ocelových vláken vyztuženého betonu pro analýzu chování dřevo-betonové kompozitní podlahové konstrukce. Testování struktury prvků zahrnovalo tahovou zkoušku spojů a kompozitního trámu za pokojové a zvýšené teploty.

### **Test kompozitní trámové konstrukce za běžné teploty**

Ohybový test za běžné teploty byl prováděn na prostě podepřeném nosníku délky 4,7 m staticky zatíženým na typické čtyřbodové ohybové konfiguraci v opačné poloze. T-nosník byl zhotoven z lepeného vrstveného dřeva třídy GL36c, spojený s vláknobetonovou deskou s obsahem vláken  $70 \text{ kg/m}^3$ . Byl zaznamenán průhyb uprostřed rozpětí a prokluz na krajích nosníku.

Trám byl zatěžován zvyšujícím se zatížením až do porušení. Maximální průhyb byl naměřen ve středu rozpětí v hodnotě 55 mm při maximální síle hydraulických válců  $2 \times 44 \text{ kN}$ . V tomto vychýlení došlo ke smykové trhlině v dřevěném nosníku s náhlým poklesem. Poté byl test přerušen. Betonová deska si v průběhu zkoušky udržela svou celistvost.

### **Test při zvýšené teplotě**

Na základě testu provedeného při pokojové teplotě byla stejná zkouška provedena při zvýšené teplotě. Vzorky byly složeny z nosníku z lepeného lamelového dřeva šířky 100 mm a výšky 160 mm. Železobetonová deska tloušťky 60 mm byla připojena k dřevěnému nosníku pomocí šroubů  $7,3 \times 150 \text{ mm TCC}$  se sklonem  $45^\circ$  k ose paprsku ve dvou řadách. Teplota uvnitř dřevěného trámu byla měřena pomocí 5 termočlánků znázorněných na Obrázek 9.

T-nosník byl zatížen po dobu 45 minut nominální křivkou. Trám byl nepřetržitě zatěžován do selhání silou 34 kN. Tato síla byla aplikována na nosník 20 minut před začátkem požární zkoušky s cílem zajistit stabilizaci zatížení a průhybu.

Nechráněný dřevěný trám dosáhl nejvyšší teploty  $250^\circ\text{C}$  v polovině rozpětí nosníku ve 20. minutě požární zkoušky. Maximální teplota v betonové desce byla  $238^\circ\text{C}$  a byla naměřena 20 mm od spodního povrchu. Zvýšení teploty na neexponované horní straně betonové desky po 20 minutách byla o něco vyšší než  $80^\circ\text{C}$ .

Nosník měl maximální průhyb v polovině rozpětí 12,2 mm při maximálním výkonu hydraulických válců  $2 \times 17 \text{ kN}$  po 10 minutách požárního testu (Tabulka 3). V tomto vychýlení došlo ke smykové prasklině v dřevěném trámu s náhlým poklesem. Poté byla konstrukce odtížena. Měření teploty v podlahové desce pokračovala do shoření trámu. Betonová deska si v průběhu zkoušky udržela svou celistvost.

Tabulka 3 Skutečné naměřené průhyby dřevo-betonové stropní konstrukce vystavené požáru, s náhlým porušením průřezu v čase 12:05:39 (11)

Čas	tlak v peci	průhyb		zatižení
	10	1	2	3
		3	4	
	[Pa]	[mm]	[mm]	[kN]
11:38:23	-0,07	0	0	20,696
11:55:40	22,63	0	0	33,556375
11:56:39	8,27	2,6	2,6	33,432
11:57:39	8,96	5,5	5,4	33,432
11:58:39	7,77	6,5	6,6	33,456875
11:59:39	-1,39	8,4	8,3	33,307625
12:00:39	11,06	8,9	8,9	33,058875
12:01:39	8,77	9,8	9,9	33,233
12:02:39	8,19	10,8	11	33,257875
12:03:39	9,76	11,2	11,4	33,83
12:04:39	7,56	11,8	12,2	33,83
12:05:39	8,8	88,1	86,8	20,696
12:06:39	6,52	201,2	199,8	7,6615
12:07:39	9,97	198,2	198,1	0,422875

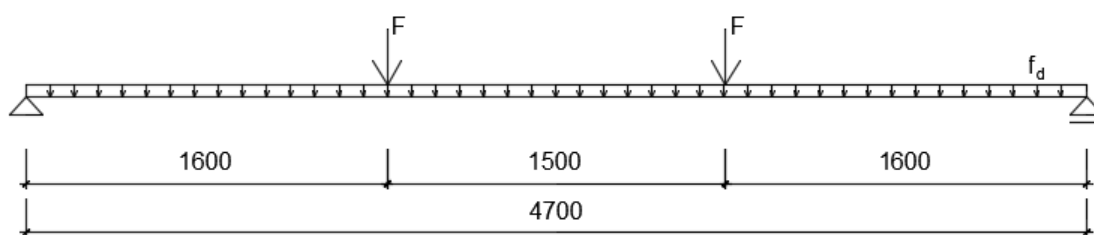
Dále práce obsahovala numerické a analytické modelování zaměřené na spojovací elementy, které zahrnovaly různé druhy simulací namáhání spojení dřevo-betonové trémové konstrukce. Tyto výsledky byly analyzovány, vyhodnoceny a porovnány se skutečným chováním konstrukce během laboratorního experimentu. (11)

Data z těchto laboratorních zkoušek kompozitní trémové konstrukce jsou dále v této práci použita k posouzení dle platných norem za běžné a zvýšené teploty a je provedeno porovnání výsledků vypočteného a skutečného chování této konstrukce.

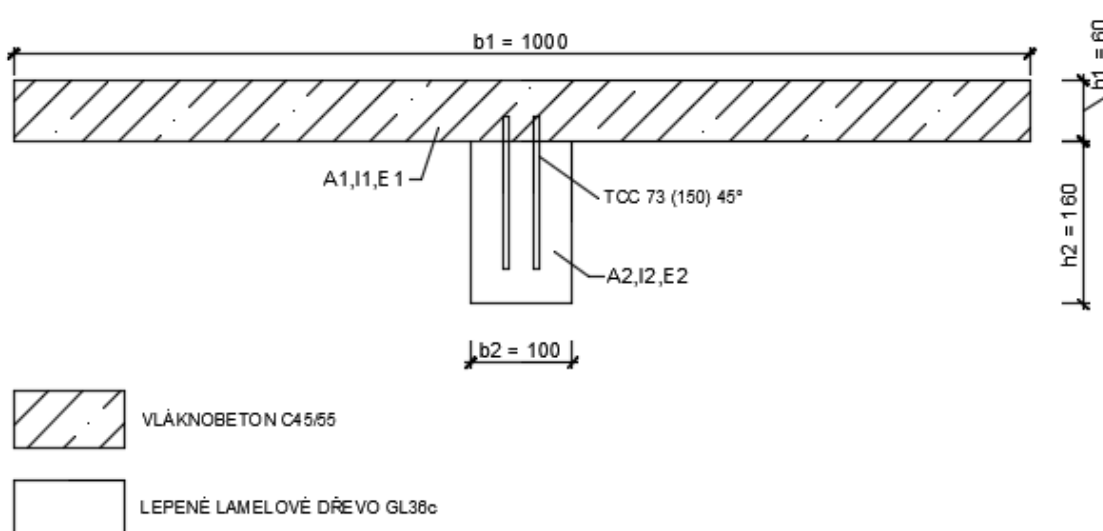


### 3.2 Posouzení dřevo-betonové spřažené konstrukce za běžné teploty

Posuzovanou konstrukcí je podlahová konstrukce z výše uvedeného experimentu o stejných rozměrech, materiálech a hodnot zatížení. Hodnoty pro materiálové vlastnosti vláknobetonu jsou výsledkem materiálové zkoušky provedené v Jindřichově Hradci dne 12.10.2010 Evou Caldovou, ostatní materiálové vlastnosti byly převzaty z odpovídajících tabulek. Posudek za běžné teploty je vypočten dle postupu uvedeného v ČSN 1995-1-1.



Obrázek 10 statické schéma dřevo-betonového stropního nosníku. (foto autor)



Obrázek 11 Dřevo-betonová konstrukce spojena dvěma ocelovými vlákny. (foto autor)

Hodnoty stálého a nahodilého zatížení na nosník

Stálé zatížení:  $g_k = 1,5 \text{ kN/m} \rightarrow g_d = 2,03 \text{ kN/m}$

Nahodilé zatížení je zahrnuto ve dvojici sil působících ve třetinách nosníku. Hodnota jedné síly je rovna 17 kN.

Celkové zatížení:  $f_d = 2,03 \text{ kN/m}$

Návrhová hodnota posouvající síly a ohybového momentu

$$V_d = R_1 = \frac{f_d \times \frac{l^2}{2} + F_1 \times x_1 + F_2 \times x_2}{l} = \frac{2,03 \times \frac{4,7^2}{2} + 17 \times 3,1 + 17 \times 1,6}{4,7} = 21,77 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = R_1 \times \frac{l}{2} - f_d \times \frac{l^2}{2} - F \times x = 21,77 \times \frac{4,7}{2} - 2,03 \times \frac{2,35^2}{2} - 17 \times 0,75 = 32,8 \text{ kNm}$$

Charakteristické hodnoty vlastního materiálu

Vláknobeton:  $f_{ck} = 68,3 \text{ N/mm}^2$      $f_{ctm} = 7,1 \text{ N/mm}^2$      $E_{cm} = 36000 \text{ N/mm}^2$

$\varphi_{\infty, to} = 2,25$  (doba trvání zatížení stálé)

$\varphi_{t, to} = 1,35$  (doba trvání zatížení střednědobé)

Dřevo:  $f_{m,k} = 36 \text{ N/mm}^2$      $f_{t,0,k} = 22,5 \text{ N/mm}^2$      $f_{v,k} = 3,8 \text{ N/mm}^2$

$\rho_{0,k} = 430 \text{ kg/m}^3$      $f_{h,0,k} = 29 \text{ N/mm}^2$      $E_{0,mean} = 14700 \text{ N/mm}^2$

Třída použití 1:

$k_{mod} = 0,8$

$k_{def} = 0,6$  (třída trvání zatížení stálé)

$k_{def} = 0,25$  (třída trvání zatížení střednědobé)

Spojovací prostředky:  $d = 2 \cdot 7,3 = 14,6 \text{ mm}$

$f_{u,k} = 1200 \text{ N/mm}^2$

$M_{y,k} = 0,8 \cdot 1200 \cdot 10^3 / 6 = 160000 \text{ Nmm}$

$K_{ser} = 0,125dE_{0,mean} = 26827,5 \text{ N/mm}$

$K_u = 2K_{ser} / 3 = 17885 \text{ N/mm}$

Návrhové hodnoty pevnosti

Vláknobeton

$$f_{cd} = \frac{0,83 \times 0,85 \times f_{c,k}}{1,5} = 32,12 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctmd} = \frac{0,85 \times f_{c,tm}}{1,5} = 4,02 \text{ N/mm}^2$$

Dřevo

$$f_{m,d} = \frac{0,8 \times f_{m,k}}{1,3} = 22,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,d} = \frac{0,8 \times f_{t,0,k}}{1,3} = 13,85 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{0,8 \times f_{v,k}}{1,3} = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,0,d} = \frac{0,8 \times f_{h,0,k}}{1,3} = 17,85 \text{ N/mm}^2$$

Návrhové hodnoty únosnosti spojovacích prostředků

Místní selhání betonu v tlaku

$$\begin{aligned} R_d = P_{Rd} &= 0,23 \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times \frac{E_{cm}}{\gamma_v}} \\ &= 0,23 \times 14,6^2 \times \sqrt{1,5 \times 21,165 \times \frac{36000}{1,25}} = 46,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Porušení spojovacího prostředku ve střihu

$$R_d = P_{Rd} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} = 0,8 \times 1200 \times \frac{\pi \times 14,6^2}{4 \times 1,25} = 128,6 \text{ kN}$$

Spojovací prostředky ve dřevě

$$M_{y,d} = 0,3 \times f_u \times d^{2,6} = 0,3 \times 1200 \times 14,6^{2,6} = 383,4 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$f_{h,2,d} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k = 0,082 \times 0,854 \times 430 = 30,11 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} R_d &= 1,5 \times \sqrt{2 \times M_{y,d} \times f_{h,2,d} \times d} \\ &= 1,5 \times \sqrt{2 \times 383,4 \times 10^3 \times 30,11 \times 14,6} = 27,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

## Posouzení

Průřezové hodnoty

$$A_1 = 60000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 16000 \text{ mm}^2$$

$$I_1 = 18 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 34,14 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$\begin{aligned} s_1 = s_{ef} &= 0,75 \times s_{min} \times 0,25 \times s_{max} \\ &= 0,75 \times ((5 + 7 \times \cos 0) \times 7,3) + 0,25 \times (20 \times 7,3) \\ &= 135,15 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times E_1 \times A_1 \times s_1}{k_u \times l^2}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times 36000 \times 60000 \times 135,15}{17885 \times 4700^2}} = 0,12$$

$$\begin{aligned} a_2 &= \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \times (\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2)} \\ &= \frac{0,12 \times 36000 \times 60000 \times (60 + 160)}{2 \times (0,12 \times 36000 \times 60000 + 1 \times 14700 \times 16000)} \\ &= 57,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a_1 = \left( \frac{h_2}{2} + \frac{h_1}{2} \right) - a_2 = \left( \frac{160}{2} + \frac{60}{2} \right) - 57,83 = 52,17 \text{ mm}$$

$$EI_{ef} = (E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2) + (E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2) = 2,65 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Návrhové hodnoty normálových napětí

Vlákno-beton

$$\begin{aligned} \sigma_{c,1,d} &= -\frac{\gamma_1 E_1 a_1 M_{Ed}}{EI_{ef}} = -\frac{0,12 \times 36000 \times 52,17 \times 32,8 \times 10^6}{2,65 \times 10^{12}} \\ &= -2,81 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,1,d} = \frac{0,5 E_1 h_1 M_{Ed}}{EI_{ef}} = \frac{0,5 \times 36000 \times 60 \times 32,8 \times 10^6}{2,65 \times 10^{12}} = 13,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,d} = 2,81 + 13,39 = 16,198 \text{ N/mm}^2 \leq 32,12 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{t,d} = 13,39 - 2,81 = 10,58 \text{ N/mm}^2 \leq 4,02 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{NEVYHOVUJE}$$

Dřevo

$$\sigma_{t,2,d} = \frac{\gamma_2 E_2 a_2 M_{Ed}}{EI_{ef}} = \frac{1 \times 14700 \times 57,83 \times 32,8 \times 10^6}{2,65 \times 10^{12}} = 10,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,2,d} = \frac{0,5 E_2 h_2 M_{Ed}}{EI_{ef}} = \frac{0,5 \times 14700 \times 160 \times 32,8 \times 10^6}{2,65 \times 10^{12}} = 14,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,2,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d}} = \frac{10,54}{13,85} + \frac{14,58}{22,15} = 1,42 < 1,0$$

→ **NEVYHOVUJE**

Návrhová hodnota napětí dřeva ve smyku za ohybu

$$\tau_{2max} = \frac{0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 EI_{ef}} V_{Ed} = 1,55 \text{ N/mm}^2 < 2,34 \text{ N/mm}^2$$

→ **VYHOVUJE**

Namáhání spojovacích prostředků

$$F_{1,d} = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 s_{min} V_d}{EI_{ef}} = \frac{0,12 \times 36000 \times 52,33 \times 175,2 \times 21,77 \times 10^3}{2,65 \times 10^{12}} \\ = 0,327 \text{ kN} \leq 27,54 \text{ kN}$$

→ **VYHOVUJE**

Průhyb

$$q_k = \frac{2 \times F}{l} = \frac{2 \times 17}{4,7} = 7,234 \text{ kN/m}$$

$$w = \frac{5 q_k l^4}{384 EI_{ef}} = \frac{5}{384} \times \frac{7,234 \times 4700^4}{2,64 \times 10^{12}} = 17,4 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{250} \geq w \rightarrow \frac{4700}{250} = 18,8 \text{ mm} \geq 17,4 \text{ mm}$$

→ **VYHOVUJE**

Z výsledků tohoto výpočtu je patrné, že tato konstrukce nesplňuje požadavky na únosnost za pokojové teploty, jak v betonové, tak v dřevěné části konstrukce. Tato konstrukce by dle norem neměla mít dostačující únosnost pro zadaný zatěžovací stav, a proto by se měla pod zatížením porušit již za běžné teploty. Při porovnání s laboratorním testem můžeme s největší pravděpodobností usoudit, že v průběhu testu za zvýšené

teploty, byl důvodem náhlého porušení dřevěného trámu zhruba v 10. minutě experimentu (Tabulka 3) právě fakt, že byla konstrukce pro experiment poddimenzována.

### 3.3 Posouzení dřevo-betonové spřažené konstrukce za běžné teploty s redukováným zatížením

Jako konkrétní případ této práce byl zvolen obdélníkový půdorys s charakteristikami bytové jednotky. V následujících výpočtech jsou proto brány hodnoty zatížení pro obytné plochy, z důvodu nevyhovění únosnosti konstrukce za běžné teploty použité v případě experimentu. Materiálové charakteristiky konstrukce a její rozměry byly ponechány. S těmito novými hodnotami zatížení byly vybrány 3 různé druhy spojovacích prostředků, pro které bylo provedeno posouzení dle ČSN 1995-1-1 za běžné teploty.

Pro všechny následující druhy spojů byla použita tato hodnota zatížení a z ní vypočtený ohybový moment a posouvající síla:

Stálé zatížení:  $g_k = 1,5 \text{ kN/m} \rightarrow g_d = 2,03 \text{ kN/m}$

Nahodilé zatížení:  $q_k = 1,5 \text{ kN/m} \rightarrow q_d = 2,25 \text{ kN/m}$

Celkové zatížení:  $f_d = 4,28 \text{ kN/m}$

$$V_d = R_1 = \frac{1}{2} f l = \frac{1}{2} \times 4,28 \times 4,7 = 10,058 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} f l^2 = \frac{1}{8} \times 4,28 \times 4,7^2 = 11,82 \text{ kNm}$$

Společné charakteristické hodnoty materiálových vlastností:

Vláknobeton:  $f_{ck} = 68,3 \text{ N/mm}^2$      $f_{ctm} = 7,1 \text{ N/mm}^2$      $E_{cm} = 36000 \text{ N/mm}^2$

$\varphi_{\infty, to} = 2,25$  (doba trvání zatížení stálé)

$\varphi_{t, to} = 1,35$  (doba trvání zatížení střednědobé)

Dřevo:  $f_{m, k} = 36 \text{ N/mm}^2$      $f_{t, 0, k} = 22,5 \text{ N/mm}^2$      $f_{v, k} = 3,8 \text{ N/mm}^2$

$\rho_{0, k} = 430 \text{ kg/m}^3$      $f_{h, 0, k} = 29 \text{ N/mm}^2$      $E_{0, mean} = 14700 \text{ N/mm}^2$

Třída použití 1:

$k_{mod} = 0,8$

$k_{def} = 0,6$     (třída trvání zatížení stálé)

$k_{def} = 0,25$     (třída trvání zatížení střednědobé)

## Společné návrhové hodnoty pevností materiálů

## Vláknobeton

$$f_{cd} = \frac{0,83 \times 0,85 \times f_{c,k}}{1,5} = 32,12 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctmd} = \frac{0,85 \times f_{c,tm}}{1,5} = 4,02 \text{ N/mm}^2$$

## Dřevo

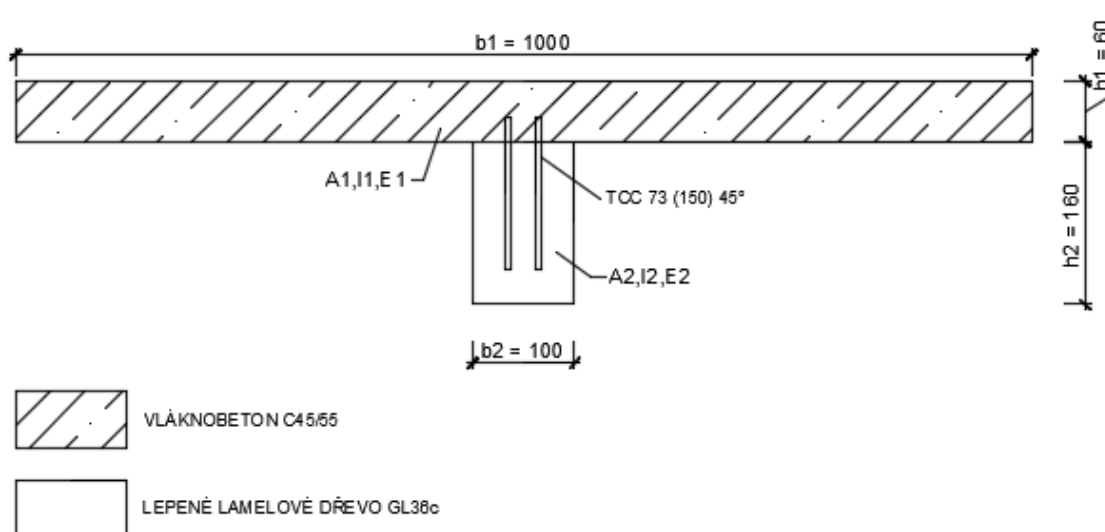
$$f_{m,d} = \frac{0,8 \times f_{m,k}}{1,3} = 22,15 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,0,d} = \frac{0,8 \times f_{t,0,k}}{1,3} = 13,85 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{0,8 \times f_{v,k}}{1,3} = 2,34 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h,0,d} = \frac{0,8 \times f_{h,0,k}}{1,3} = 17,85 \text{ N/mm}^2$$

### 3.3.1 Spoj se dvěma ocelovými šrouby



Obrázek 12 Dřevo-betonová konstrukce spojena dvěma ocelovými vláknými. (foto autor)

#### Charakteristické vlastnosti spojovacích prostředků:

$$d = 2 \cdot 7,3 = 14,6 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} = 1200 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,k} = 0,8 \cdot 1200 \cdot 103 / 6 = 160000 \text{ Nmm}$$

$$K_{ser} = 0,125 d E_{0,mean} = 26827,5 \text{ N/mm}$$

$$K_u = 2 K_{ser} / 3 = 17885 \text{ N/mm}$$

Návrhové hodnoty únosnosti spojovacích prostředků

Místní selhání betonu v tlaku

$$\begin{aligned} R_d = P_{Rd} &= 0,23 \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times \frac{E_{cm}}{\gamma_v}} \\ &= 0,23 \times 14,6^2 \times \sqrt{1,5 \times 21,165 \times \frac{36000}{1,25}} = 46,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Porušení spojovacího prostředku ve stříhu

$$R_d = P_{Rd} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} = 0,8 \times 1200 \times \frac{\pi \times 14,6^2}{4 \times 1,25} = 128,6 \text{ kN}$$



Spojovací prostředky ve dřevě

$$M_{y,d} = 0,3 \times f_u \times d^{2,6} = 0,3 \times 1200 \times 14,6^{2,6} = 383,4 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$f_{h,2,d} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k = 0,082 \times 0,854 \times 430 = 30,11 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} R_d &= 1,5 \times \sqrt{2 \times M_{y,d} \times f_{h,2,d} \times d} \\ &= 1,5 \times \sqrt{2 \times 383,4 \times 10^3 \times 30,11 \times 14,6} = 27,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

Posouzení

Průřezové hodnoty

$$A_1 = 60000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 16000 \text{ mm}^2$$

$$I_1 = 18 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 34,14 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$\begin{aligned} s_1 = s_{ef} &= 0,75 \times s_{min} \times 0,25 \times s_{max} \\ &= 0,75 \times ((5 + 7 \times \cos 0) \times 7,3) + 0,25 \times (20 \times 7,3) \\ &= 135,15 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times E_1 \times A_1 \times s_1}{k_u \times l^2}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times 36000 \times 60000 \times 135,15}{17885 \times 4700^2}} = 0,12$$

$$\begin{aligned} a_2 &= \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \times (\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2)} \\ &= \frac{0,12 \times 36000 \times 60000 \times (60 + 160)}{2 \times (0,12 \times 36000 \times 60000 + 1 \times 14700 \times 16000)} \\ &= 57,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a_1 = \left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_1}{2}\right) - a_2 = \left(\frac{160}{2} + \frac{60}{2}\right) - 57,83 = 52,17 \text{ mm}$$

$$EI_{ef} = (E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2) + (E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2) = 2,65 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Návrhové hodnoty normálových napětí

Vláknobeton

$$\begin{aligned} \sigma_{c,1,d} &= -\frac{\gamma_1 E_1 a_1 M_{Ed}}{EI_{ef}} = -\frac{0,12 \times 36000 \times 52,33 \times 11,82 \times 10^6}{2,65 \times 10^{12}} \\ &= -1,013 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,1,d} = \frac{0,5 E_1 h_1 M_{Ed}}{EI_{ef}} = \frac{0,5 \times 36000 \times 60 \times 11,82 \times 10^6}{2,65 \times 10^{12}} = 4,825 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,d} = 1,013 + 4,825 = 5,837 \text{ N/mm}^2 \leq 32,12 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{t,d} = 4,825 - 1,013 = 3,812 \text{ N/mm}^2 \leq 4,02 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Dřevo

$$\sigma_{t,2,d} = \frac{\gamma_2 E_2 a_2 M_{Ed}}{EI_{ef}} = \frac{1 \times 14700 \times 57,67 \times 11,82 \times 10^6}{2,65 \times 10^{12}} = 3,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,2,d} = \frac{0,5 E_2 h_2 M_{Ed}}{EI_{ef}} = \frac{0,5 \times 14700 \times 160 \times 11,82 \times 10^6}{2,65 \times 10^{12}} = 5,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,2,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d}} = \frac{3,8}{13,85} + \frac{5,25}{22,15} = 0,51 < 1,0$$

→ VYHOVUJE

Návrhová hodnota napětí dřeva ve smyku za ohybu

$$\tau_{2max} = \frac{0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 EI_{ef}} V_{Ed} = 0,72 \text{ N/mm}^2 < 2,34 \text{ N/mm}^2$$

→ VYHOVUJE

Namáhání spojovacích prostředků

$$F_{1,d} = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 s_{min} V_d}{EI_{ef}} = \frac{0,12 \times 36000 \times 52,17 \times 175,2 \times 10,058 \times 10^3}{2,65 \times 10^{12}}$$

$$= 0,15 \text{ kN} \leq 27,54 \text{ kN}$$

→ VYHOVUJE

Průhyb

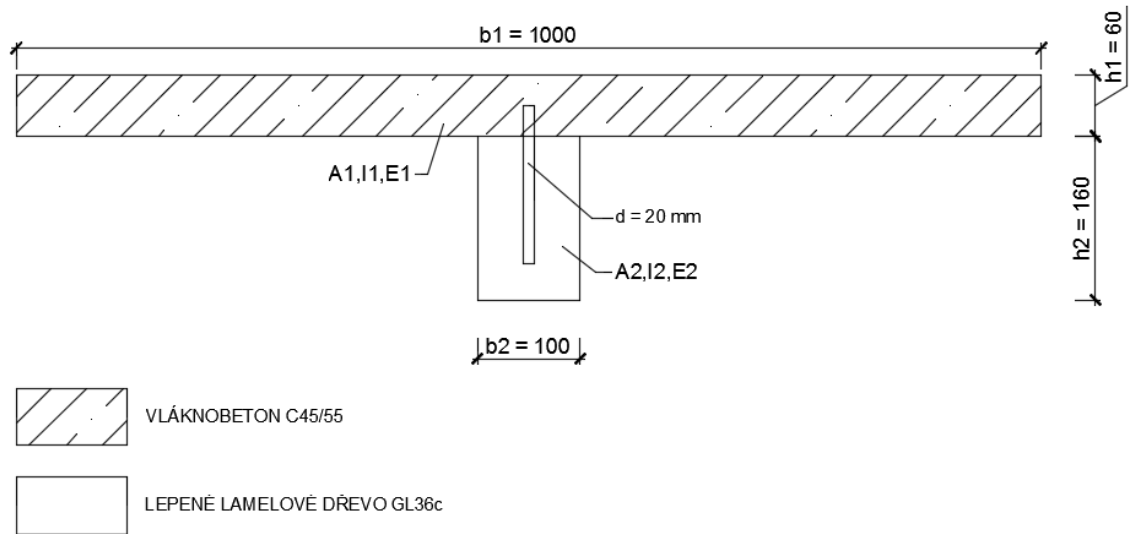
$$w = \frac{5 q_k l^4}{384 EI_{ef}} = \frac{5}{384} \times \frac{1,5 \times 4700^4}{2,65 \times 10^{12}} = 3,602 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{250} \geq w \rightarrow \frac{4700}{250} = 18,8 \text{ mm} \geq 3,602 \text{ mm}$$

→ VYHOVUJE

Průřez s použitím spoje ze dvou ocelových vláken, pro zatěžovací stav bytové jednotky, vyhoví z hlediska všech posuzovaných kritérií za běžné teploty.

### 3.3.2 Spoj kolíkem z betonářské oceli



Obrázek 13 Dřevo-betonová konstrukce spojena kolíkem z betonářské vlepované oceli. (foto autor)

#### Charakteristické vlastnosti spojovacího prostředku:

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$f_{u,k} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,k} = 0,8 \cdot 500 \cdot 103 / 6 = 66700 \text{ Nmm}$$

$$K_{ser} = 0,125dE_{0,mean} = 36750 \text{ N/mm}$$

$$K_u = 2K_{ser} / 3 = 24500 \text{ N/mm}$$

Návrhové hodnoty únosnosti spojovacích prostředků

Místní selhání betonu v tlaku

$$\begin{aligned} R_d = P_{Rd} &= 0,23 \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times \frac{E_{cm}}{\gamma_v}} \\ &= 0,23 \times 20^2 \times \sqrt{1,5 \times 21,165 \times \frac{36000}{1,25}} = 87,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

Porušení spojovacího prostředku ve stříhu

$$R_d = P_{Rd} = 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} = 0,8 \times 500 \times \frac{\pi \times 20^2}{4 \times 1,25} = 100,5 \text{ kN}$$

Spojovací prostředky ve dřevě

$$M_{y,d} = 0,3 \times f_u \times d^{2,6} = 0,3 \times 500 \times 20^{2,6} = 362,05 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$f_{h,2,d} = 0,082 \times (1 - 0,01 \times d) \times \rho_k = 0,082 \times 0,8 \times 430 = 24,93 \text{ MPa}$$

$$R_d = 1,5 \times \sqrt{2 \times M_{y,d} \times f_{h,2,d} \times d}$$

$$= 1,5 \times \sqrt{2 \times 362,05 \times 10^3 \times 24,93 \times 20} = 28,5 \text{ kN}$$

Posouzení

Průřezové hodnoty

$$A_1 = 60000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 16000 \text{ mm}^2$$

$$I_1 = 18 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 34,14 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

$$s_1 = s_{ef} = 0,75 \times s_{min} \times 0,25 \times s_{max} = 0,75 \times (4 \times 20) + 0,25 \times 80$$

$$= 80 \text{ mm}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times E_1 \times A_1 \times s_1}{k_u \times l^2}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times 36000 \times 60000 \times 80}{24500 \times 4700^2}} = 0,24$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \times (\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2)}$$

$$= \frac{0,24 \times 36000 \times 60000 \times (60 + 160)}{2 \times (0,24 \times 36000 \times 60000 + 1 \times 14700 \times 16000)}$$

$$= 75,77 \text{ mm}$$

$$a_1 = \left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_1}{2}\right) - a_2 = \left(\frac{160}{2} + \frac{60}{2}\right) - 75,67 = 34,23 \text{ mm}$$

$$EI_{ef} = (E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2) + (E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2) = 3,11 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Návrhové hodnoty normálových napětí

Vláknobeton

$$\sigma_{c,1,d} = -\frac{\gamma_1 E_1 a_1 M_{Ed}}{EI_{ef}} = -1,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,1,d} = \frac{0,5 E_1 h_1 M_{Ed}}{EI_{ef}} = 4,104 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,d} = 1,13 + 4,104 = 5,23 \text{ N/mm}^2 \leq 32,12 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{t,d} = 4,104 - 1,13 = 2,976 \text{ N/mm}^2 \leq 4,02 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Dřevo

$$\sigma_{t,2,d} = \frac{\gamma_2 E_2 a_2 M_{Ed}}{EI_{ef}} = 4,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,2,d} = \frac{0,5 E_2 h_2 M_{Ed}}{EI_{ef}} = 4,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,2,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d}} = \frac{4,23}{13,85} + \frac{4,47}{22,15} = 0,51 < 1,0$$

→ VYHOVUJE

Návrhová hodnota napětí dřeva ve smyku za ohybu

$$\tau_{2max} = \frac{0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 EI_{ef}} V_{Ed} = 0,61 \text{ N/mm}^2 < 2,34 \text{ N/mm}^2$$

→ VYHOVUJE

Namáhání spojovacích prostředků

$$F_{1,d} = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 s_{min} V_d}{EI_{ef}} = \frac{0,24 \times 36000 \times 34,33 \times 80 \times 10,058 \times 10^3}{3,11 \times 10^{12}}$$

$$= 0,077 \text{ kN} \leq 28,5 \text{ kN}$$

→ VYHOVUJE

Průhyb

$$w = \frac{5}{384} \frac{q_k l^4}{EI_{ef}} = \frac{5}{384} \times \frac{1,5 \times 4700^4}{3,11 \times 10^{12}} = 3,07 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{250} \geq w \rightarrow \frac{4700}{250} = 18,8 \text{ mm} \geq 3,07 \text{ mm}$$

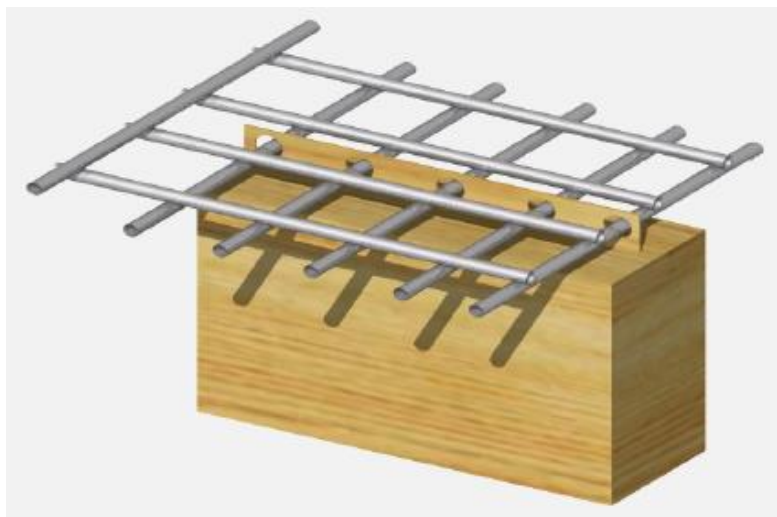
→ VYHOVUJE

Průřez s použitím spoje kolíkem z betonářské oceli, pro zatěžovací stav bytové jednotky, vyhoví z hlediska všech posuzovaných kritérií za běžné teploty.

### 3.3.3 Spoj deskou z lepené překližky

#### Analýza tuhosti lepeného spoje dřevo-betonové konstrukce

Spoj z desky z lepené překližky byl zvolen dle studie z roku 2016, která početně i experimentem zkoumá únosnost a tuhost tohoto druhu spojení se dvěma různými typy lepidel. Laboratorní zkoušky byly prováděny na průřezu, který se skládal z nosníku z lepeného lamelového dřeva o rozměrech 160/300 mm, z betonové desky tloušťky 60 mm s vnějšími rozměry 500/500 mm. Délka spojovací desky byla 397 mm a výztuže betonové desky B 500B o průměru 12 mm byly použity po 10 ks. Tato výztuž byla vedena kruhovými otvory v horní části spojovací desky (Obrázek 14). Pro zkoušky byly zvoleny dva druhy lepidel, polyuretanové lepidlo 1C (dále jen 1C PUR) a elastomerní hybridní lepidlo, silan-modifikovaný polyether (dále jen SMP).



Obrázek 14 Provedení výztuže zkoušených vzorků. (12)

Laboratorní zkoušky byly zaměřeny na stanovení charakteristik tuhosti spoje a postup byl zvolen podle EN 26891 Dřevěné konstrukce - spoje vyrobené s mechanickými zipy - Obecné zásady pro stanovení pevnosti a smykových charakteristik. Pro tyto zkoušky byla vypočtena maximální síla  $F_{est}$  působící na konstrukci. V prvním kroku byly vzorky vystaveny zatížení v hodnotě  $0,4 F_{est}$ , 2. krok zahrnoval udržení této hodnoty zatížení po dobu 30 sekund, ve 3. kroku bylo zatížení postupně snižováno až na hodnotu  $0,1 F_{est}$ , 4. krok zahrnoval opět udržení této hodnoty zatížení po dobu 30 sekund a v 5. kroku bylo zatížení postupně zvyšováno, dokud nedošlo k selhání vzorků.

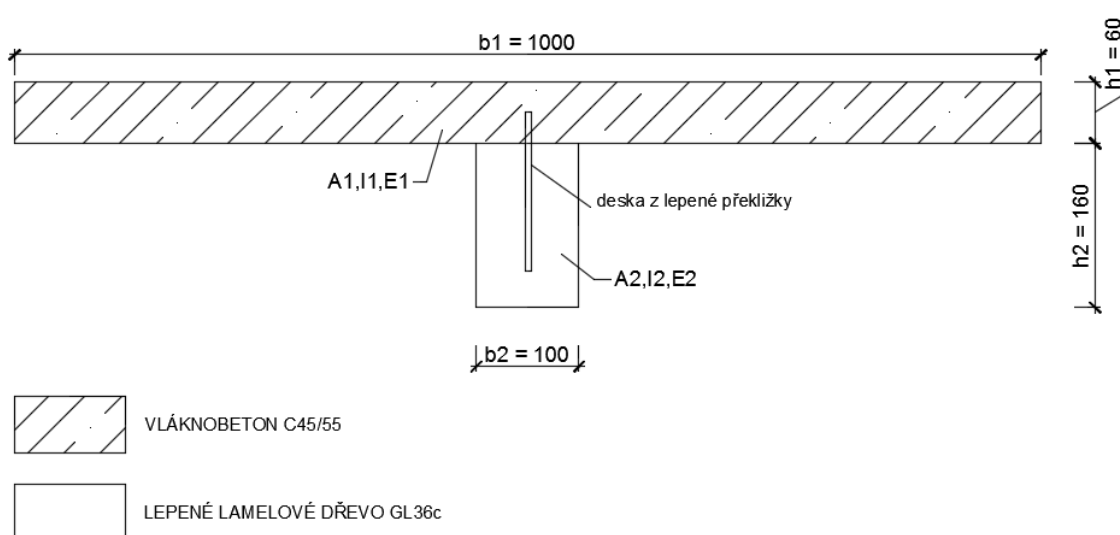
Sada vzorků PUR vykazovala obecně vyšší maximální hodnoty smykové síly  $F_{max}$  při porušení vzorku spolu s menším konečným prokluzem. Sada vzorků SMP vykazovala obecně nižší maximální hodnoty smykové síly  $F_{max}$ , ale konečná kapacita prokluzu byla mnohem vyšší. Data byla získána ze senzorů umístěných na obou stranách kontaktní

mezery mezi betonem a dřevem. Dále byla prováděna regresivní analýza smykových sil pomocí softwaru Matlab a numerický 3D model vzorku.

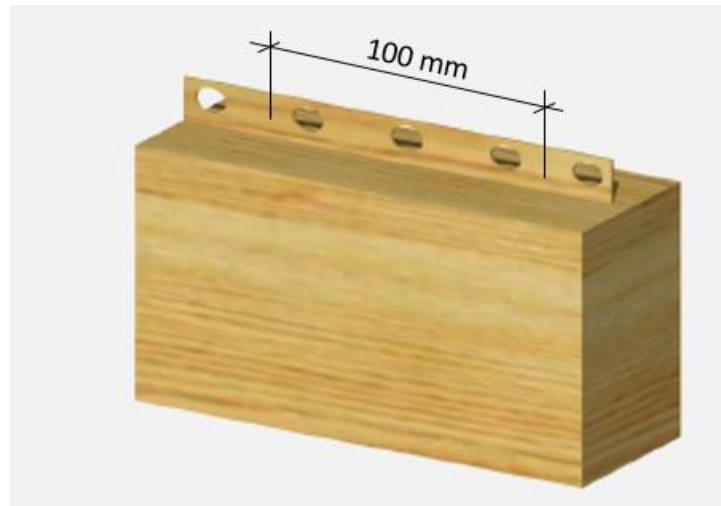
Pro oba typy vzorků, byla provedena regresivní analýza, která prokázala lineární závislost mezi zatížením a deformací, až do hodnoty 60%  $F_{est}$ . Výsledky experimentu také prokázaly, že tlakově deformační chování kompozitní konstrukce je ovlivňováno použitým lepicím materiálem. Vzorky lepené s lepidlem SMP vykazovaly nižší hodnoty pevnosti a tuhosti. Nicméně, jejich vysoká konečná deformace byla velmi vysoká a překročila mezní hodnoty 15 mm na všech vzorcích. Vysoká schopnost deformace a nízké hodnoty směrodatné odchylky skluzu jsou velmi výjimečné pro chování kompozitní dřevo-betonové konstrukce mezi všemi v současné době známými systémy. Vzorky lepené lepidlem PUR ukázaly vyšší pevnost, vyšší hodnoty skluzu a nižší konečné deformace než vzorky lepených lepidlem SMP. Nicméně maximální hodnoty skluzu, které dosáhly přibližně 6 mm, jsou mimořádné ve srovnání s ostatními lepenými dřevo-betonovými kompozitními systémy.

### Posouzení spoje

Pro tuto práci byl převzat materiál spojovacího prostředku a jeho vlastnosti z výše uvedeného experimentu, druh použitého lepidla nemá pro tento výpočet žádný vliv. Byly pouze upraveny rozměry spojovací desky z důvodu menších rozměrů použitého dřevěného trámu. Spojovací deska má v tomto případě výšku 115 mm, tloušťku 8 mm a zvolenou délku počítaného úseku rovnou 100 mm. Otvory pro nosnou výztuž betonové desky jsou ve výpočtech zanedbány. Materiálové charakteristiky spojovací desky jsou uvedeny na obrázku (Obrázek 17). (12)



Obrázek 15 Spoj dřevo-betonové konstrukce s deskou z lepené překližky. (foto autor)



Obrázek 16 Dřevěná část profilu se spojovací deskou s otvory s vyznačeným výpočtovým úsekem. (12)

**Charakteristické vlastnosti spojovacího prostředku:**

	Density [kg/m <sup>3</sup> ]	350
	E <sub>L</sub> [Mpa]	10 000
	E <sub>T</sub> [MPa]	7 000
Connection mesh	E <sub>N</sub> [Mpa]	2 000
	G <sub>LT</sub> [MPa]	200
	G <sub>LN</sub> [MPa]	200
	G <sub>TN</sub> [MPa]	2 000

Obrázek 17 Materiálové charakteristiky dřevěné lepené překližky. (12)

$$\Delta x = \frac{V_{Ed} \times a}{G \times S} = \frac{10,058 \times 10^3 \times 40}{200 \times 10^3 \times 100 \times 8} = 0,0025 \text{ mm}$$

$$K_{ser} = V_{Ed} / \Delta x = 4000000 \text{ N/mm}$$

$$K_u = 2K_{ser} / 3 = 2666666,67 \text{ N/mm}$$



Posouzení

Průřezové hodnoty

$$A_1 = 60000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 16000 \text{ mm}^2$$

$$I_1 = 18 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 34,14 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_2 = 1,0$$

Dřevěná spojovací deska je vedena po celé délce dřevěného nosníku, proto byla hodnota  $s_1$  zvolena rovná délce počítaného úseku.

$$s_1 = 100 \text{ mm}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times E_1 \times A_1 \times s_1}{k_u \times l^2}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times 36000 \times 60000 \times 100}{2666666,67 \times 4700^2}} = 0,91$$

$$\begin{aligned} a_2 &= \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \times (\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2)} \\ &= \frac{0,91 \times 36000 \times 60000 \times (60 + 160)}{2 \times (0,91 \times 36000 \times 60000 + 1 \times 14700 \times 16000)} \\ &= 98,85 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a_1 = \left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_1}{2}\right) - a_2 = \left(\frac{160}{2} + \frac{60}{2}\right) - 98,2 = 11,15 \text{ mm}$$

$$EI_{ef} = (E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2) + (E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2) = 3,71 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Návrhové hodnoty normálových napětí

Vláknobeton

$$\sigma_{c,1,d} = -\frac{\gamma_1 E_1 a_1 M_{Ed}}{EI_{ef}} = -1,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,1,d} = \frac{0,5 E_1 h_1 M_{Ed}}{EI_{ef}} = 3,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,d} = 1,23 + 3,46 = 4,7 \text{ N/mm}^2 \leq 32,12 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

$$\sigma_{t,d} = 3,46 - 1,23 = 2,23 \text{ N/mm}^2 \leq 4,02 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

Dřevo

$$\sigma_{t,2,d} = \frac{\gamma_2 E_2 a_2 M_{Ed}}{EI_{ef}} = 4,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,2,d} = \frac{0,5 E_2 h_2 M_{Ed}}{EI_{ef}} = 3,75 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{t,2,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d}} = \frac{4,63}{13,85} + \frac{3,75}{22,15} = 0,5 < 1,0$$

→ **VYHOVUJE**

Návrhová hodnota napětí dřeva ve smyku za ohybu

$$\tau_{2max} = \frac{0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 EI_{ef}} V_{Ed} = 0,51 \text{ N/mm}^2 < 2,34 \text{ N/mm}^2$$

→ **VYHOVUJE**

Namáhání spojovacích prostředků

$$F_{1,d} = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 s_{min} V_d}{EI_{ef}} = \frac{0,97 \times 36000 \times 11,1 \times 100 \times 10,058 \times 10^3}{3,71 \times 10^{12}}$$

$$= 0,105 \text{ kN}$$

Průhyb

$$w = \frac{5 q_k l^4}{384 EI_{ef}} = \frac{5 \cdot 1,5 \times 4700^4}{384 \cdot 3,71 \times 10^{12}} = 2,58 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{250} \geq w \rightarrow \frac{4700}{250} = 18,8 \text{ mm} \geq 2,58 \text{ mm}$$

→ **VYHOVUJE**

Průřez s použitím spoje z lepené překližky, pro zatěžovací stav bytové jednotky, vyhoví z hlediska všech posuzovaných kritérií za běžné teploty.

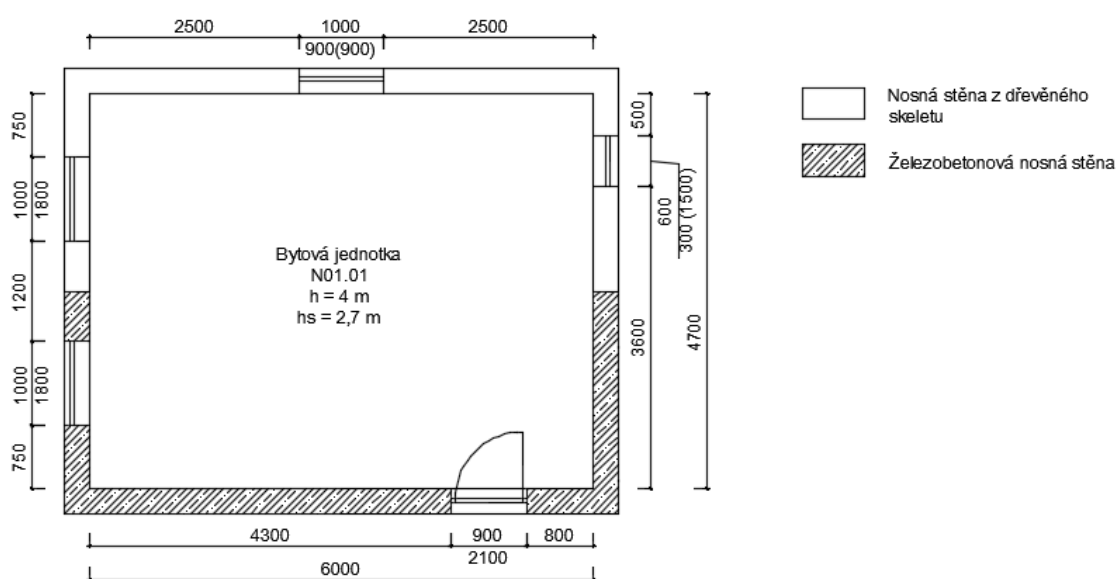
Tabulka 4 Porovnání efektivních ohybových tuhostí průřezů s různými druhy spojovacích prostředků:

	Spoj dvěma ocelovými šrouby	Spoj kolíkem z betonářské oceli	Spoj z lepené překližky
$EI_{ef}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$2,65 \times 10^{12}$	$3,11 \times 10^{12}$	$3,71 \times 10^{12}$

Při porovnání efektivních ohybových tuhostí průřezů s vybranými druhy spojovacích prostředků je patrné, že nejvýhodnější z těchto variant pro spřažení dřevo-betonové konstrukce je z tohoto hlediska deska z lepené překližky.

### 3.4 Stanovení požárního rizika a stupně požární bezpečnosti požárního úseku

Zvolený obdélníkový půdorys s charakteristikami bytové jednotky (Obrázek 18), byl určen jako jeden požární úsek N01.01 posuzovaný dle ČSN 73 0802. Obvodové nosné konstrukce byly zvoleny ze dvou různých materiálů, železobetonu a dřeva. Celková výška objektu byla stanovena na 4 m a jeho požární výška na 2,7 m. Stropní nosnou konstrukci tvoří dřevo-betonové spřažené nosníky rozmístěné s osovou vzdáleností 1 m. Konstrukční systém z požárního hlediska byl stanoven jako hořlavý z důvodu vodorovných i svislých nosných konstrukcí druhu DP3.



Obrázek 18 Půdorys bytové jednotky s materiálovým rozdělením nosných stěn. (foto autor)

Výpočet:

$p_n$  – nahodilé požární zatížení

– hodnoty dle (13); Příloha A

$p_s$  – stálé požární zatížení

– hodnoty dle (13); Tab. 1

– plocha místnosti  $\leq 500\text{m}^2$

$$p_{s, \text{oken}} = 0,0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_{s, \text{dveří}} = 2,0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_{s, \text{podlahy}} = 0,0 \text{ kg/m}^2$$

součinitel a:

$$a = \frac{p_n \times a_n + p_s \times a_s}{p_n + p_s} = \frac{40 \times 1 + 2 \times 0,9}{40 + 2} = 0,995$$

$$a_s = 0,9 \text{ dle dle ČSN [1]}$$

$$a_n = \text{hodnoty dle (13); Příloha A}$$

součinitel b:

$$b = \frac{S \times k}{S_0 \times \sqrt{h_0}}$$

$$h_0 = \frac{\sum S_x \times h_x}{S_0} = \frac{0,9 \times 0,9 + 0,3 \times 0,18 + 2,1 \times 1,89 + 2 \times 1,8 \times 1,8}{6,57} = 1,722$$

$$n = 0,286 \Rightarrow k = 0,244$$

$$b = \frac{28,2 \times 0,244}{6,57 \times \sqrt{1,722}} = 0,798$$

kde  $h_0$  je vážený průměr výšek otvorů v obvodové konstrukci

$S_0$  - celková plocha otvíravých otvorů v obvodových konstrukcích

$S$  - celková půdorysná plocha

$k$  - součinitel vyjadřující geometrické uspořádání místnosti

$n$  - pomocná hodnota pro výpočet součinitele  $k$

hodnoty dle (13); Příloha D+E

součinitel c:

hodnoty dle (12)

$$c = 1,0$$

požární zatížení  $p_v$ :

$$p = p_n + p_s = 40 + 2 = 42$$

$$p_v = p \times a \times b \times c = 42 \times 0,955 \times 0,798 \times 1,0 = 33,35 \text{ kg/m}^2$$

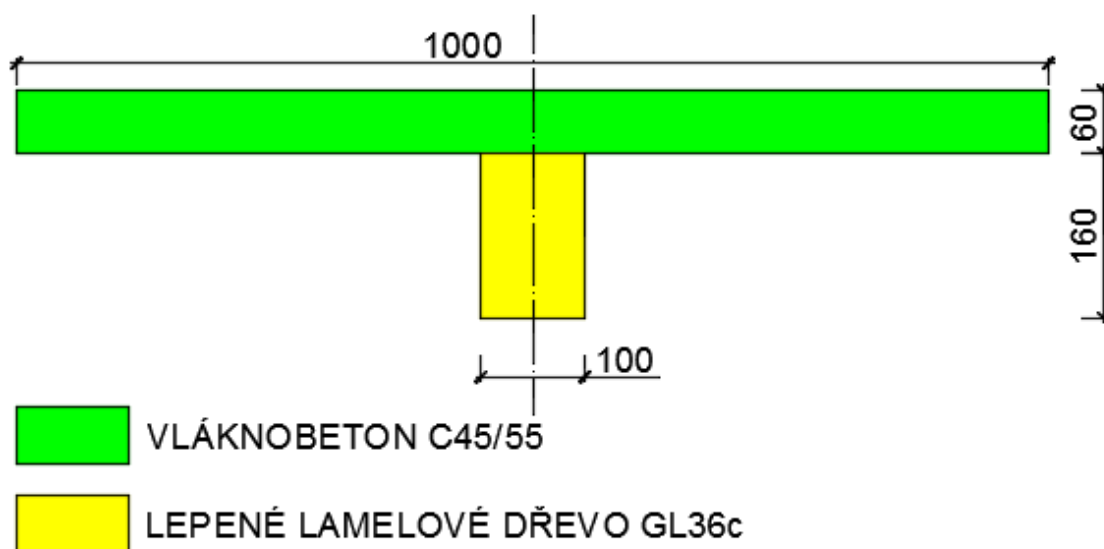
→ **SPB-III** dle (13); Tabulka 8

Požadavek na nosnou stropní konstrukci je **REI 45 DP3** dle (13); Tabulka 12.

### 3.5 Teplotní analýzy dřevo-betonové stropní konstrukce

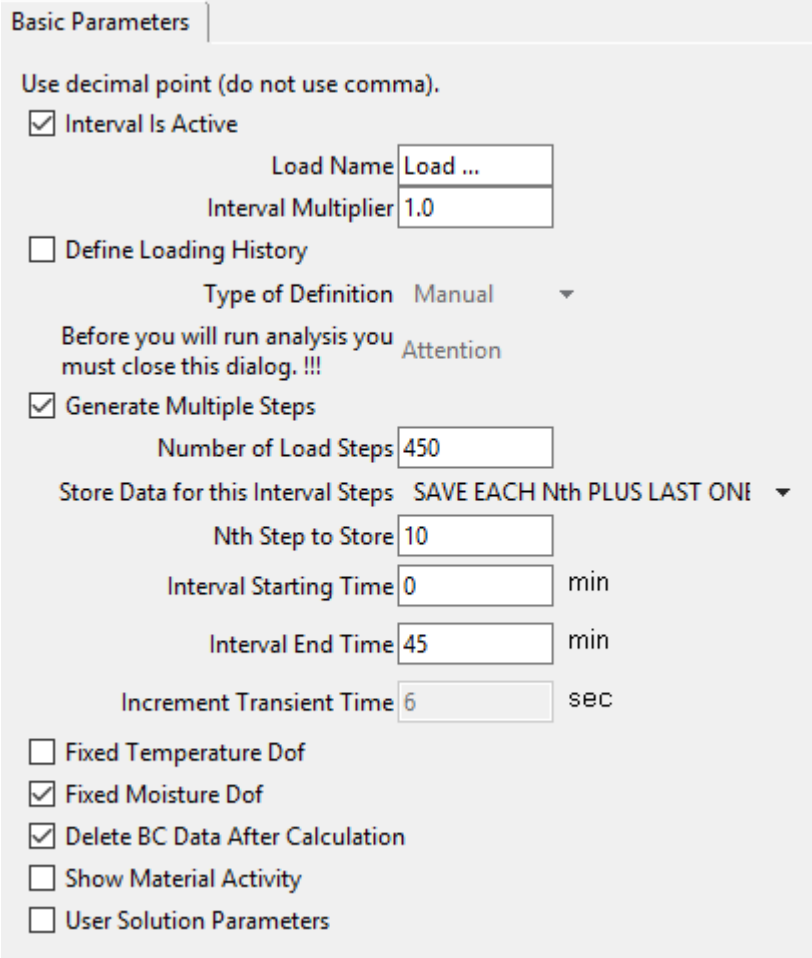
Pro stanovení průběhu teploty v průřezu dřevo-betonové trámové podlahové konstrukce (Obrázek 19) byly vybrány dvě teplotní křivky, normová teplotní křivka a parametrická teplotní křivka, charakterizující průběh teploty při požáru, které byly použity v programu Atena. Pro vybrané 3 druhy spojovacích prostředků byly vytvořeny jednotlivé modely a pro každý tento model byly vypočteny dvě různé teplotní analýzy, podle druhu použité teplotní křivky. Tyto analýzy byly ve všech případech vypočteny pro dobu trvání požáru 45 minut, odpovídající požadované požární spolehlivosti nosné stropní konstrukce dle stanoveného stupně požární bezpečnosti.

V těchto teplotních analýzách je zaměření na průběh teplotu v konstrukci a v okrajovém místě spojovacího prostředku. V těchto místech byly umístěny monitorovací body, ve kterých byl sledován průběh teploty, který byl přenesen z programu Atena do Microsoft Excelu pro další zpracování. V modelech je zkonstruován celý T-průřez (Obrázek 19), avšak vzhledem k jeho osové souměrnosti jsou monitorovací body rozmístěny pouze na jedné polovině tohoto průřezu z důvodu lepší přehlednosti (Obrázek 46, Obrázek 51 a Obrázek 56).



Obrázek 19 Průřez dřevo-betonové konstrukce s rozměry a materiálovým rozdělením. (foto autor)

Výpočetní program byl nastaven se základními hodnotami (Obrázek 20), shodnými pro všechny modely. Délka trvání výpočtu byla nastavena na 45 minut podle minimální požadované doby spolehlivosti nosné stropní konstrukce. Z toho byly odvozeny ostatní hodnoty nastavení s ohledem na formu dat vzniklých výsledků.



Basic Parameters

Use decimal point (do not use comma).

Interval Is Active

Load Name

Interval Multiplier

Define Loading History

Type of Definition

Before you will run analysis you must close this dialog. !!! Attention

Generate Multiple Steps

Number of Load Steps

Store Data for this Interval Steps

Nth Step to Store

Interval Starting Time  min

Interval End Time  min

Increment Transient Time  sec

Fixed Temperature Dof

Fixed Moisture Dof

Delete BC Data After Calculation

Show Material Activity

User Solution Parameters

Obrázek 20 Nastavení dat intervalu zahrnující počet kroků výpočtu, interval ukládání těchto kroků a celkovou dobu trvání výpočtu. (foto autor)

### 3.5.1 Materiálové vlastnosti:

Pro jednotlivé materiály stropní konstrukce byly zvoleny a zadány do výpočetního programu jejich základní charakteristické vlastnosti:

$E$  - modul pružnosti materiálu (vyjadřuje závislost mezi přetvořením a namáháním materiálu);

$c$  - Měrná tepelná kapacita (je množství tepla potřebného k ohřátí 1 kilogramu látky o 1 teplotní stupeň);

$\varepsilon$  - Koeficient emisivity (schopnost tělesa vyzařovat teplo);

$\lambda$  - Součinitel tepelné vodivosti (schopnost látky vést teplo);

$\rho$  - Objemová hmotnost (hmotnost jednotkového objemu);

$\alpha$  - Součinitel přestupu tepla (přenesení tepla z jedné látky do druhé)

$T$  – Počáteční teplota okolního prostředí

V programu Atena je součinitel tepelné vodivosti značen jako  $K_{TEMP}$   $TEMP_{NORMAL}$  a  $C_{TEMP}$   $TEMP_{NORMAL}$  vyjadřuje součin hodnoty měrné tepelné kapacity s objemovou hmotností materiálu. Ve všech případech byla stanovena stejná hodnota pro počáteční teplotu okolního prostředí  $T = 20^{\circ}C$ , pro součinitel přestupu tepla normové teplotní křivky  $\alpha = 25$ , pro součinitel přestupu tepla parametrické teplotní křivky  $\alpha = 35$  a pro koeficient emisivity  $\varepsilon = 0,8$ .

Každý materiál má pro emisivitu povrchu rozdílnou hodnotu (Obrázek 22). Pro tuto práci byla zvolena do výpočetního programu hodnota emisivity jednotná pro všechny materiály dle ČSN EN 1995-1-2 (Obrázek 21).

#### 2.2 Zatížení

(1)P Tepelná a mechanická zatížení se musí stanovit podle EN 1991-1-2:2002.

(2) Pro povrchy dřeva, materiálů na bázi dřeva a sádkokartonových desek se má součinitel emisivity uvažovat roven 0,8.

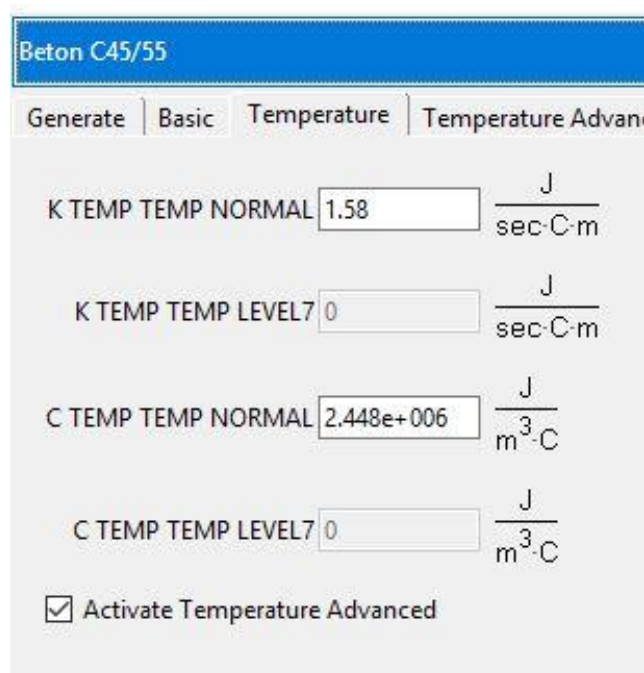
*Obrázek 21 Výtřezek z ČSN EN 1995-1-2 stanovující hodnotu emisivity dřeva. (14)*



Materiál / povrch		Emisivita e	
Technické povrchy	Absolutně černé těleso	1	
	Ušlechtilý kov, vysokého lesku	0,02 až 0,05	
	Neušlechtilý kov, vysokého lesku	0,025 až 0,07	
Kovy	Hliník	Leštěný	0,05
	Nikl		0,05
	Chrom		0,07
	Ocel	Čistě leptaná	0,06
		Pocínovaná, leštěná	0,06
		Surová, válcovaná s okujemi	0,75 až 0,80
	Měď	Pocínovaná	0,25
		Tažená, lesklá	0,03
	Mosaz	Oxidovaná	0,76
Leštěná		0,05	
Povrchové úpravy	Hliníkový bronz	0,35 až 0,45	
	Emailový lak	Bílá	0,86 až 0,97
	Olejová barva		0,9 až 0,98
	Lak	Černý lesklý	0,89
		Obecné	0,86 až 0,97
	Lak na otopná tělesa	Jakékoli barvy	0,92 až 0,94
Ostatní povrchy	Obkladačky	Bílé	0,88
	Šamot		0,6 až 0,72
	Omítka		0,92 až 0,95
	Papír		0,89
	Tapety		0,89
	Lidská kůže		0,83
	Saze		0,83
	Hliníkové nátěry		0,35
	Nátěry topných těles (na barvě nezáleží)		0,925
	Voda, led, sklo		0,94
	Omítka		0,95
	Dřevo, papír		0,90
	Beton		0,91

Obrázek 22 Hodnoty emisivit vybraných stavebních materiálů. (14)

Zadané hodnoty materiálových vlastností jednotlivých materiálů do programu Atena:

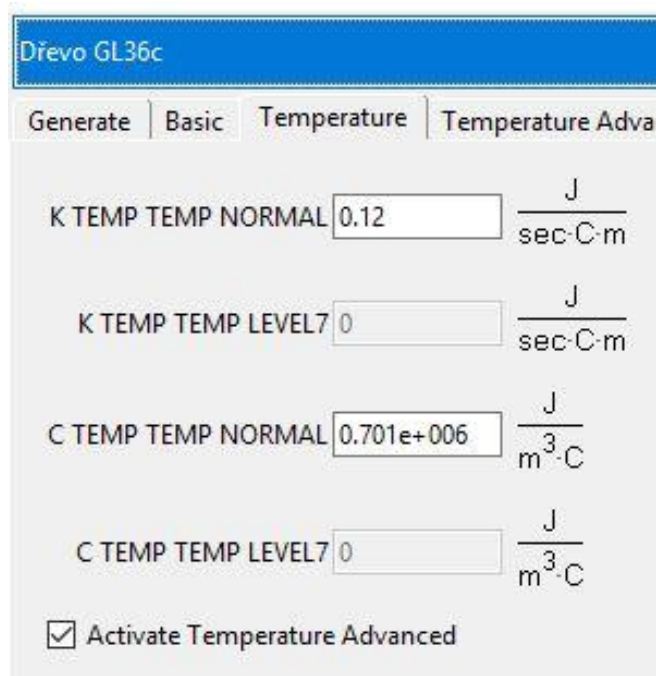


The screenshot shows the 'Temperature' tab for the material 'Beton C45/55'. It contains four input fields for thermal conductivity (K) and specific heat (C) at normal and level 7 temperatures, and a checked checkbox for 'Activate Temperature Advanced'.

Property	Value	Unit
K TEMP TEMP NORMAL	1.58	$\frac{J}{sec \cdot C \cdot m}$
K TEMP TEMP LEVEL7	0	$\frac{J}{sec \cdot C \cdot m}$
C TEMP TEMP NORMAL	2.448e+006	$\frac{J}{m^3 \cdot C}$
C TEMP TEMP LEVEL7	0	$\frac{J}{m^3 \cdot C}$

Activate Temperature Advanced

Obrázek 23 Hodnoty zadané do výpočetního programu charakterizující vlastnosti betonu C45/55. (foto autor)



The screenshot shows the 'Temperature' tab for the material 'Dřevo GL36c'. It contains four input fields for thermal conductivity (K) and specific heat (C) at normal and level 7 temperatures, and a checked checkbox for 'Activate Temperature Advanced'.

Property	Value	Unit
K TEMP TEMP NORMAL	0.12	$\frac{J}{sec \cdot C \cdot m}$
K TEMP TEMP LEVEL7	0	$\frac{J}{sec \cdot C \cdot m}$
C TEMP TEMP NORMAL	0.701e+006	$\frac{J}{m^3 \cdot C}$
C TEMP TEMP LEVEL7	0	$\frac{J}{m^3 \cdot C}$

Activate Temperature Advanced

Obrázek 24 Hodnoty zadané do výpočetního programu charakterizující vlastnosti lepeného lamelového dřeva GL36c. (foto autor)

**Překližka**

Generate | Basic | Temperature | Temperature Advanced

K TEMP TEMP NORMAL   $\frac{\text{J}}{\text{sec}\cdot\text{C}\cdot\text{m}}$

K TEMP TEMP LEVEL7   $\frac{\text{J}}{\text{sec}\cdot\text{C}\cdot\text{m}}$

C TEMP TEMP NORMAL   $\frac{\text{J}}{\text{m}^3\cdot\text{C}}$

C TEMP TEMP LEVEL7   $\frac{\text{J}}{\text{m}^3\cdot\text{C}}$

Activate Temperature Advanced

Obrázek 25 Hodnoty zadané do výpočetního programu charakterizující vlastnosti lepené překližky. (foto autor)

**Ocel**

Generate | Basic | Temperature | Temperature Advanced

K TEMP TEMP NORMAL   $\frac{\text{J}}{\text{sec}\cdot\text{C}\cdot\text{m}}$

K TEMP TEMP LEVEL7   $\frac{\text{J}}{\text{sec}\cdot\text{C}\cdot\text{m}}$

C TEMP TEMP NORMAL   $\frac{\text{J}}{\text{m}^3\cdot\text{C}}$

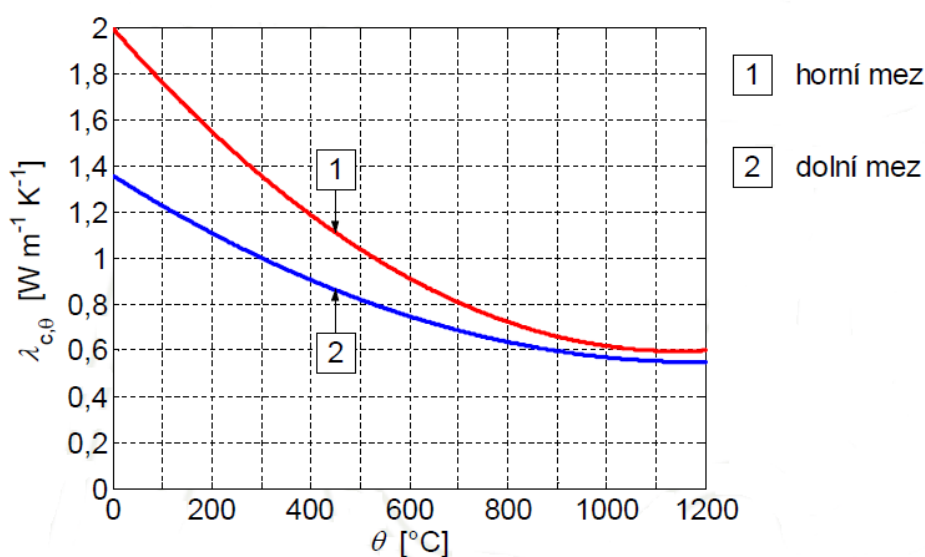
C TEMP TEMP LEVEL7   $\frac{\text{J}}{\text{m}^3\cdot\text{C}}$

Activate Temperature Advanced

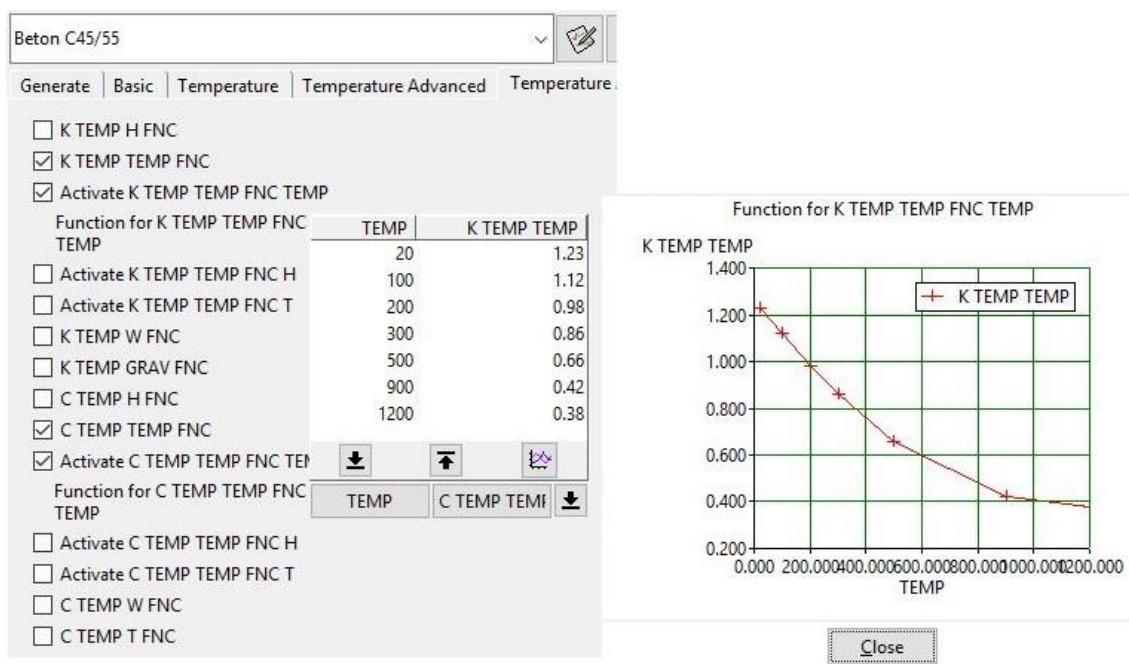
Obrázek 26 Hodnoty zadané do výpočetního programu charakterizující vlastnosti oceli. (foto autor)

Dále byla pro jednotlivé materiály nastavena situace pomocí koeficientů, kdy vlivem vzrůstající teploty degradují jejich mechanické vlastnosti a v případě materiálů ze dřeva a na bázi dřeva po přesažení maximálních hodnot dle ČSN EN 1995-1-2 se ve výpočtu nadále neuvažují (odhoření materiálu). Pro materiály z betonu a z oceli byly použity parametry stanovující degradaci materiálu vlivem změny teploty, získané z normy ČSN EN 1994-1-2, ze kterých byly dále určeny jednotlivé koeficienty.

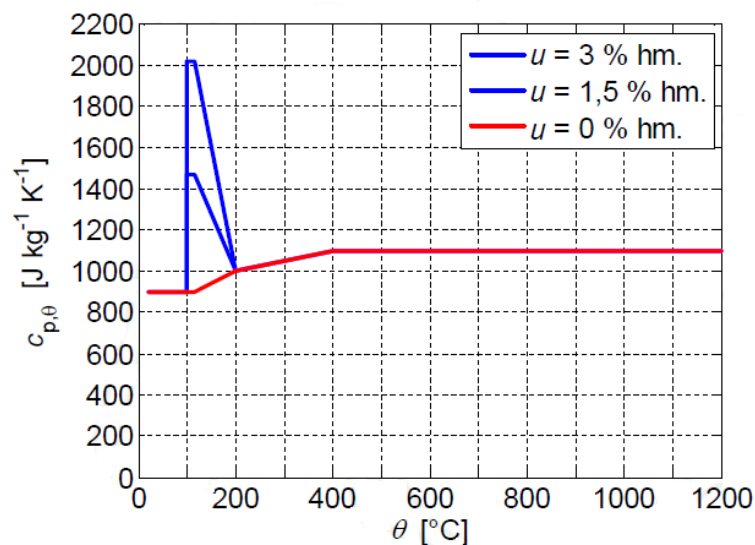
### Beton:



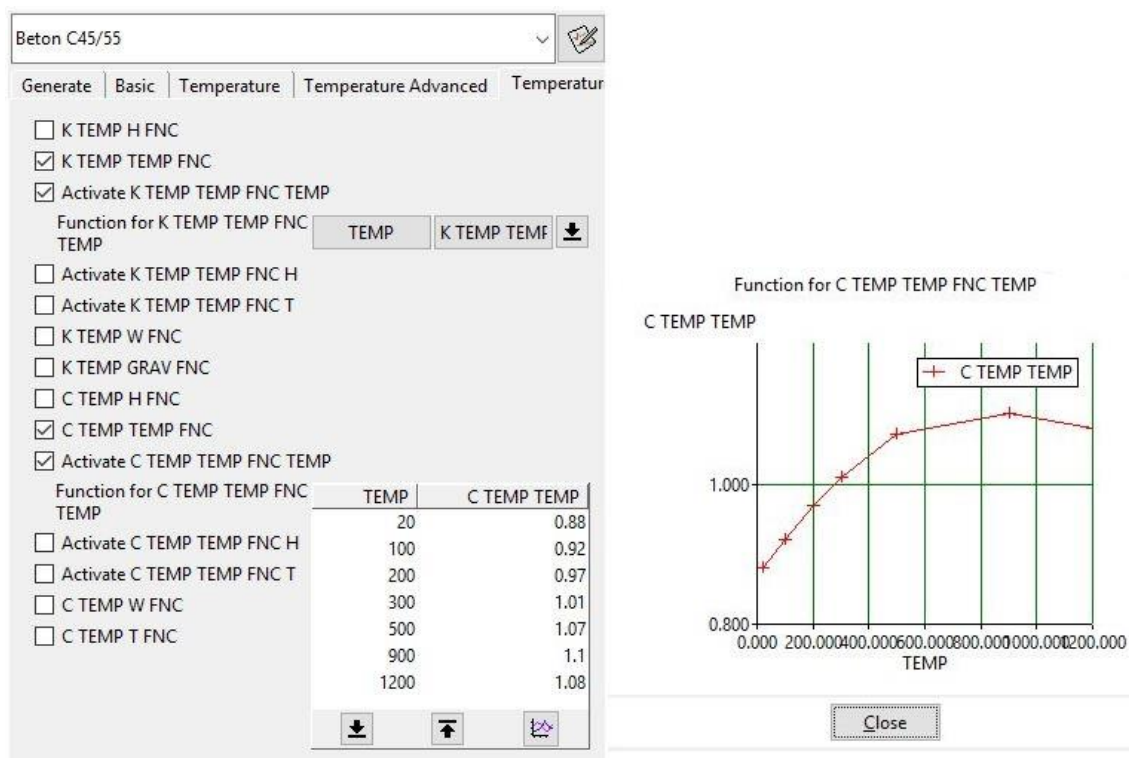
Obrázek 27 Graf stanovující závislost koeficientu tepelné vodivosti betonu na teplotě z. (15)



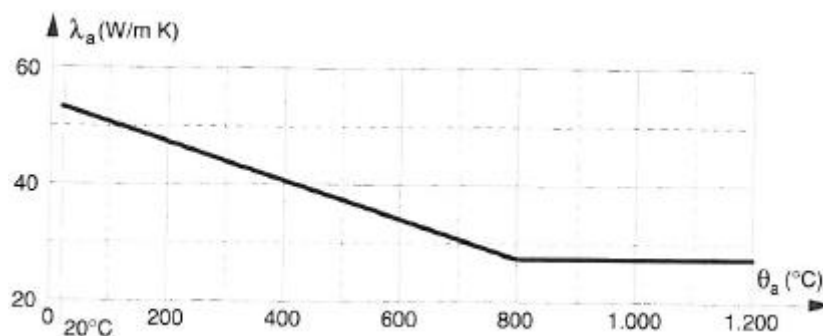
Obrázek 28 Koeficienty určující změnu tepelné vodivosti betonu v závislosti na zvyšující se teplotě vložené do programu Atena. (foto autor)



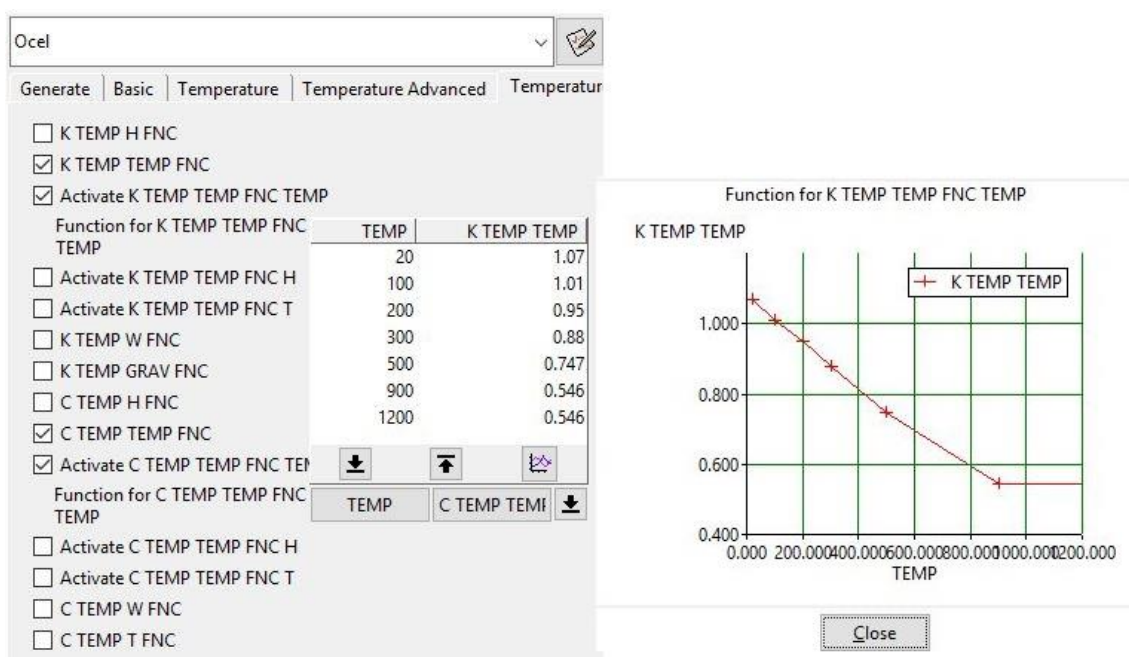
Obrázek 29 Graf stanovující závislost koeficientu měrné tepelné kapacity betonu na teplotě. (15)



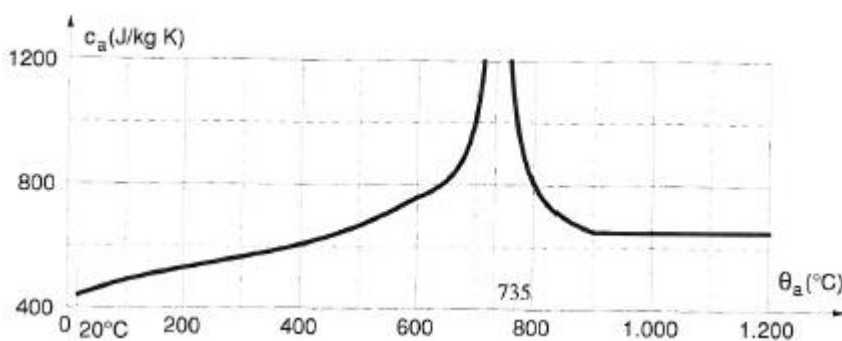
Obrázek 30 Koeficienty určující změnu měrné tepelné kapacity betonu v závislosti na zvyšující se teplotě vložené do programu Atena. (foto autor)

**Ocel:**


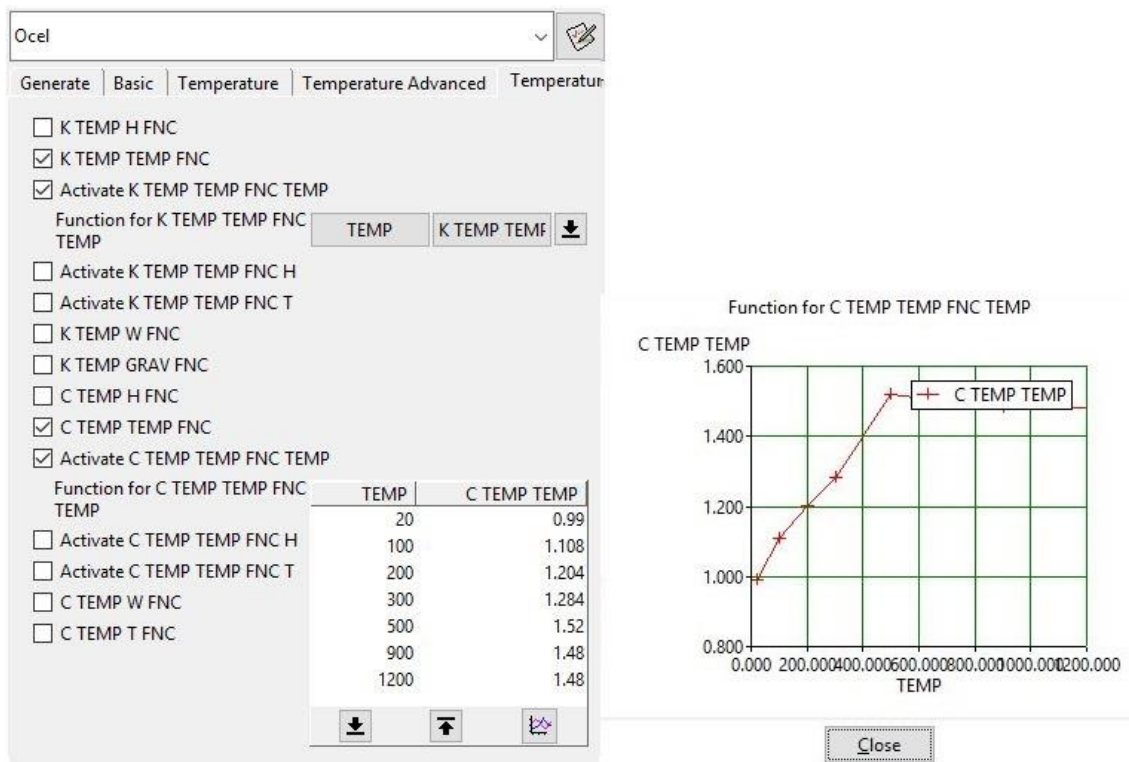
Obrázek 31 Graf stanovující závislost koeficientu tepelné vodivosti oceli na teplotě. (17)



Obrázek 32 Koeficienty určující změnu tepelné vodivosti oceli v závislosti na zvyšující se teplotě vložené do programu Atena. (foto autor)



Obrázek 33 Graf stanovující závislost koeficientu měrné tepelné kapacity ocele na teplotě. (17)

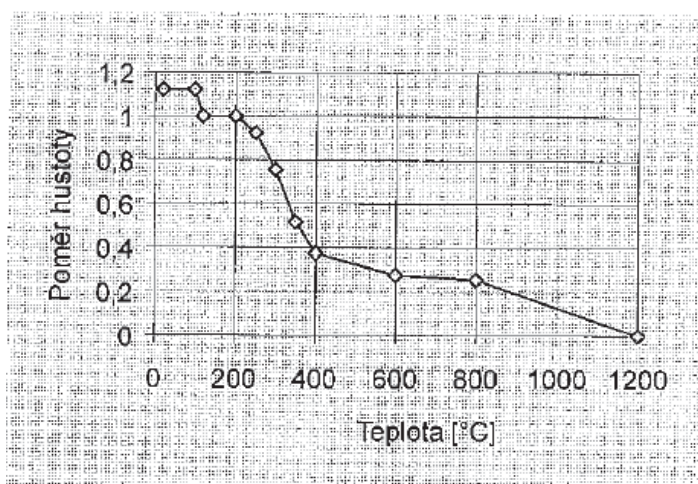


Obrázek 34 Koeficienty určující změnu měrné tepelné kapacity ocele v závislosti na zvyšující se teplotě vložené do programu Atena. (foto autor)

### Dřevo:

Hodnoty koeficientů (Tabulka 5, Tabulka 6 – červené označení) určujících změnu materiálových vlastností dřeva, byly stanoveny na základě poklesu hustoty dřeva v závislosti na teplotě (Obrázek 35). Hodnoty měrné tepelné kapacity v tabulkách byly stanoveny tímto výpočtem:

$$c_{ATENA} = c_{norm} \times \rho_{dřeva}$$



Obrázek 35 Graf stanovující pokles hustoty dřeva v závislosti na teplotě. (16)

Tabulka 5 Hodnoty koeficientů stanovujících změnu tepelné vodivosti a měrné tepelné kapacity lepeného lamelového dřeva GL36c na základě jeho změny hustoty vlivem zvyšující se teploty.

Teplota	Součinitel tepelné vodivosti	Součinitel tepelné vodivosti - numerická simulace		hustota (T = 20 C):	430
T [°C]	$\lambda$ [W/(m.K)]	$\lambda$ [J/(s.C.m)] pozn. $W = J/s$		Hustota sa vzťahuje pre drevo beznej vlhkosti pri teplote 20 C a vlhkosti 65 perc.	
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		

Teplota	Měrná tepelná kapacita	Hustota	Vlhkosť	Měrná tepelná kapacita - numerická simulace	Měrná tepelná kapacita - numerická simulace	
T [°C]	c [kJ/(kg.K)]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ] pozn. $\rho(20 C) = 430$	w [%]	c [J/(m <sup>3</sup> .C)]	c [kJ/(m <sup>3</sup> .C)]	
20	1,63	430,00	12	700900	700,9	1,00
99	1,87	430,00	12	804100	804,1	1,15
99	13,70	430,00	12	5891000	5891,0	8,40
120	13,60	383,93	0	5221428,571	5221,4	7,45
120	2,22	383,93	0	852321,4286	852,3	1,22
200	2,10	383,93	0	806250	806,3	1,15
250	1,72	357,05	0	614132,1429	614,1	0,88
300	0,81	291,79	0	236346,4286	236,3	0,34
350	0,95	199,64	0	189660,7143	189,7	0,27
400	1,10	145,89	0	160482,1429	160,5	0,23
600	1,50	107,50	0	161250	161,3	0,23
800	1,75	99,82	0	174687,5	174,7	0,25
1200	1,75	0,00	0	0	0,0	0,00

Tabulka 6 Hodnoty koeficientů stanovujících změnu tepelné vodivosti a měrné tepelné kapacity lepené překližky na základě jeho změny hustoty vlivem zvyšující se teploty.

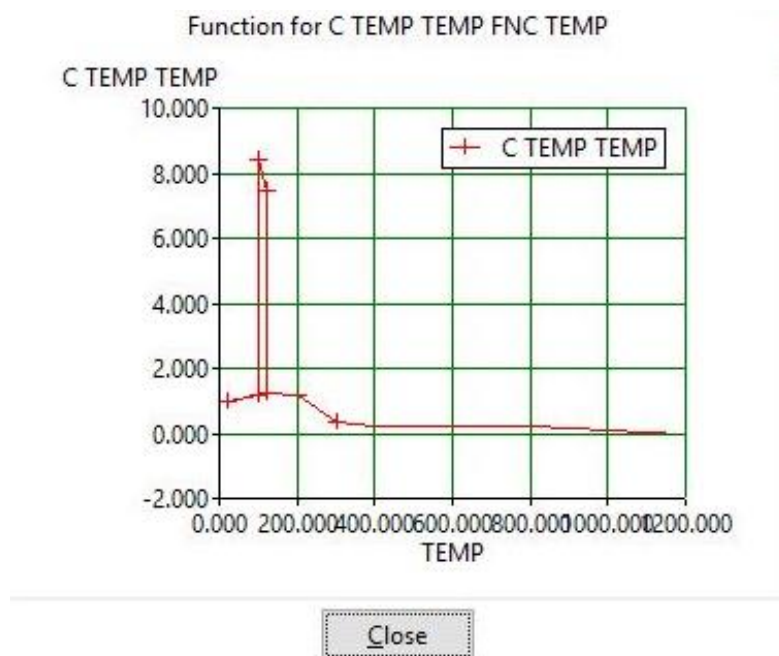
Teplota	Součinitel tepelné vodivosti	Součinitel tepelné vodivosti - numerická simulace		hustota (T = 20 C):	350
T [°C]	$\lambda$ [W/(m.K)]	$\lambda$ [J/(s.C.m)] pozn. $W = J/s$		Hustota sa vzťahuje pre drevo beznej vlhkosti pri teplote 20 C a vlhkosti 65 perc.	
20	0,12	0,12	1,00		
200	0,15	0,15	1,25		
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		

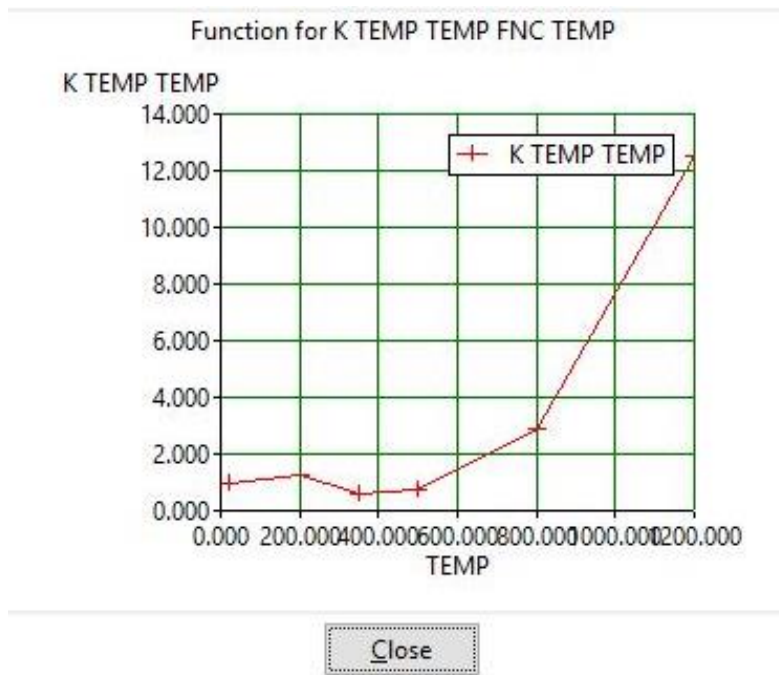
Teplota	Měrná tepelná kapacita	Hustota	Vlhkosť	Měrná tepelná kapacita - numerická simulace	Měrná tepelná kapacita - numerická simulace	
T [°C]	c [kJ/(kg.K)]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ] pozn. $\rho(20 C) = 350$	w [%]	c [J/(m <sup>3</sup> .C)]	c [kJ/(m <sup>3</sup> .C)]	
20	1,63	350,00	12	570500	570,5	1,00
99	1,87	350,00	12	654500	654,5	1,15
99	13,70	350,00	12	4795000	4795,0	8,40
120	13,60	312,50	0	4250000	4250,0	7,45
120	2,22	312,50	0	693750	693,8	1,22
200	2,10	312,50	0	656250	656,3	1,15
250	1,72	290,63	0	499875	499,9	0,88
300	0,81	237,50	0	192375	192,4	0,34
350	0,95	162,50	0	154375	154,4	0,27
400	1,10	118,75	0	130625	130,6	0,23
600	1,50	87,50	0	131250	131,3	0,23
800	1,75	81,25	0	142187,5	142,2	0,25
1200	1,75	0,00	0	0	0,0	0,00



Následující grafy vzniklé ve výpočetním programu po zadání výše uvedených koeficientů jsou charakteristické pro danou změnu materiálových vlastností a mají pro oba typy použitého dřeva shodný průběh.

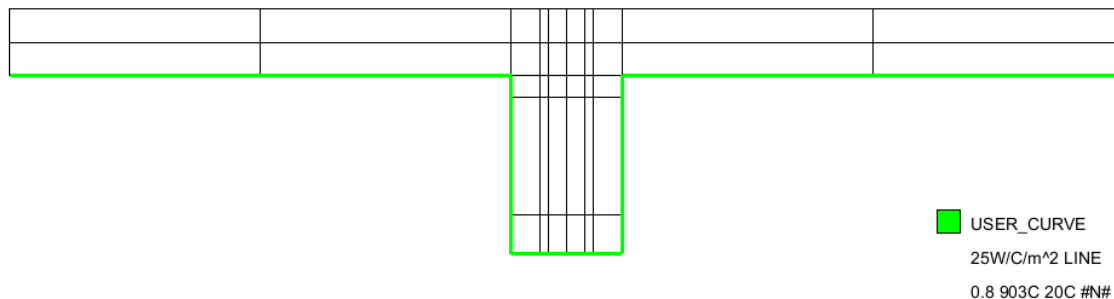


Obrázek 36 Graf znázorňující změnu měrné tepelné kapacity dřeva v závislosti na teplotě zadaný pomocí koeficientů do programu Atena.



Obrázek 37 Graf znázorňující změnu tepelné vodivosti dřeva v závislosti na teplotě zadaný pomocí koeficientů do programu Atena.

Pro znázornění průběhu požáru byly zvoleny dvě teplotní křivky, kterými byly všechny modely průřezu zatíženy stejně, po jejich spodním obvodě, jak je uvedeno na příkladu na obrázku (Obrázek 38).



Obrázek 38 Zatížení průřezů požárními křivkami. (foto autor)

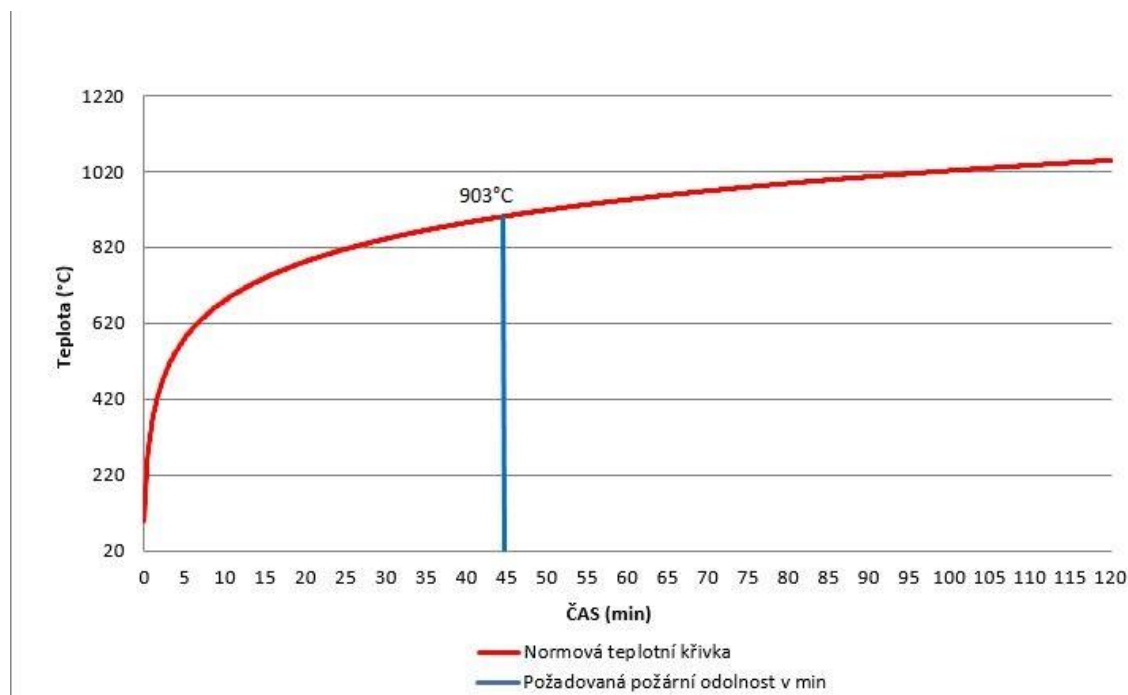
### 3.5.2 Charakteristiky použitých teplotních křivek:

#### Normová teplotní křivka

Na základě statistiky byl mezinárodně stanoven jednotný časový průběh teploty při požáru, tzv. normová teplotní křivka pro požár po celkovém vzplanutí (Obrázek 39).

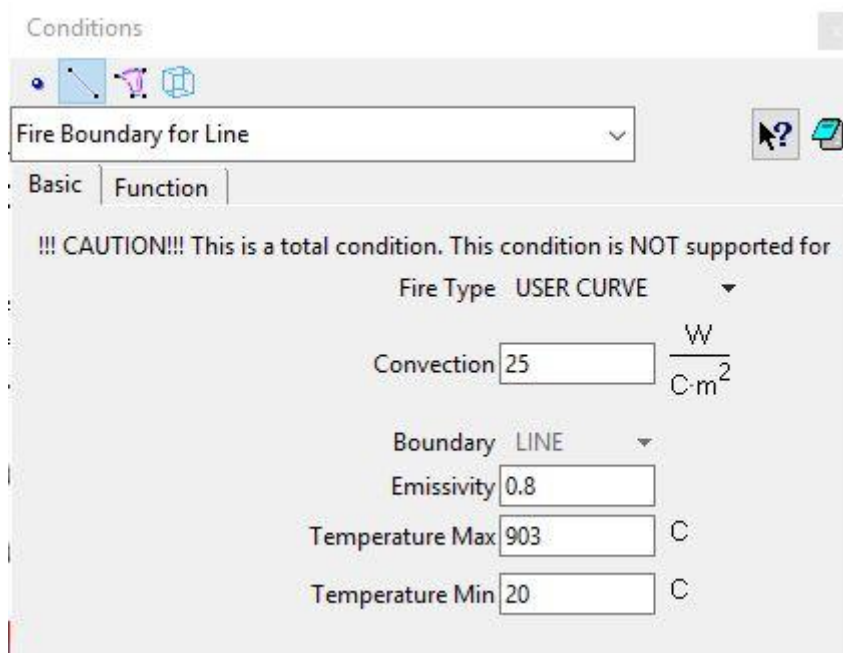
Vzorec pro výpočet normové teplotní křivky:

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

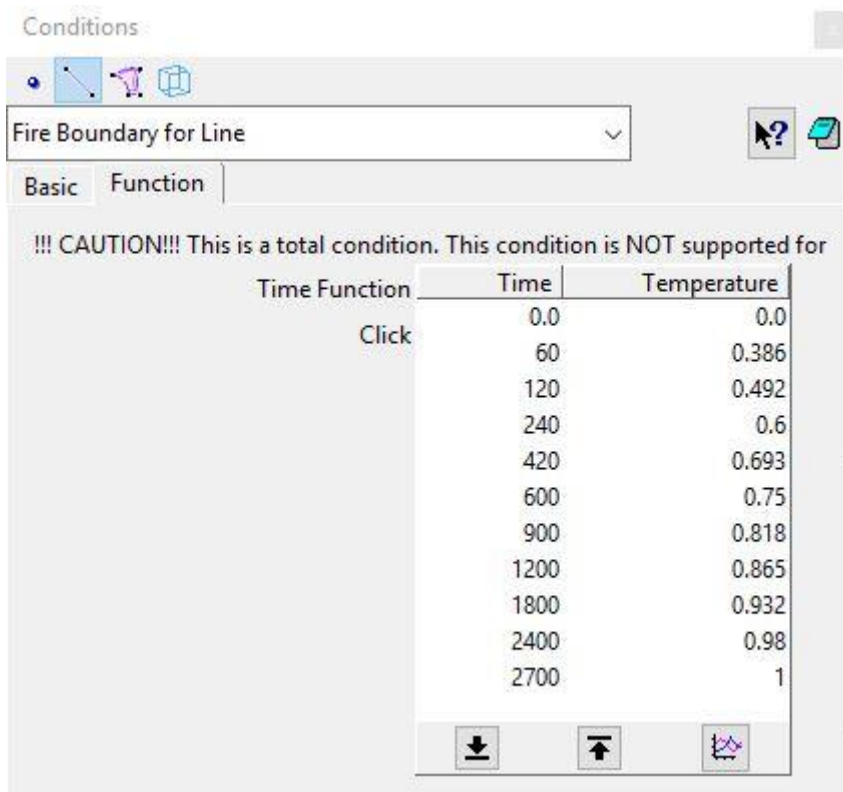


Obrázek 39 Grafické znázornění normové teplotní křivky.

Normová teplotní křivka byla do výpočetního programu zadána s těmito hodnotami:



Obrázek 40 Základní podmínky normové teplotní křivky zadané do programu Atena. (foto autor)



Obrázek 41 Zadání normové teplotní křivky do programu Atena v závislosti na čase, pomocí koeficientů určených z maximální dosažené teploty. (foto autor)

### Parametrická teplotní křivka

Parametrická teplotní křivka využívá pro popis rozvoje požáru v budově hlavních fyzikálních závislostí ovlivňujících hoření. Na rozdíl od nominální normové křivky je popis závislosti teploty v požárním úseku na čase doplněn o další parametry, které vystihují skutečný požár. Téměř všechny modely parametrických teplotních křivek popsanych v dostupné literatuře uvažují parametry, jako jsou geometrické charakteristiky požárního úseku, požární zatížení v požárním úseku, velikost otvorů v obvodových konstrukcích, střeše nebo stropu a typ obvodových konstrukcí, které tvoří hranice požárního úseku.

Parametrické křivky jsou založeny na předpokladu rovnoměrně rozložené teploty v celém prostoru požárního úseku, což omezuje jejich použití ve fázi po celkovém vzplanutí u požárních úseků běžných rozměrů. Přesto jsou tyto modely v porovnání s nominálními modely významným vylepšením při předpovědi rozložení teplot v požárním úseku. Výhodou je především snadný a rychlý analytický popis předpovědi, který nevyžaduje žádné sofistikované počítačové nástroje. (17)

Tato parametrická teplotní křivka byla vypočítána na základě geometrie požárního úseku zvolené bytové jednotky, viz Obrázek 18. Bytová jednotka je konstruována ze dvou různých materiálů použitých pro nosné obvodové stěny, jímž jsou železobeton a dřevo. Samotný výpočet parametrické teplotní křivky pro tento požární úsek, byl proveden v programu Microsoft Excel dle níže popsaného postupu. Početní průběh první minuty parametrické křivky je znázorněn v tabulce (Tabulka 8) a její celkový grafický průběh je uveden na obrázku (Obrázek 42).

### Postup pro výpočet parametrické požární křivky

Rozvoj teploty plynů v požárním úseku je určen podle:

$$\theta_{g,heat} = 1325 \times (1 - 0,324 \times e^{-0,2 \times t^*} - 0,204 \times e^{-1,7 \times t^*} - 0,472 \times e^{-19 \times t^*_{max}}) + 20$$

kde

$$t^* = \Gamma t$$

$$\Gamma = \frac{\left(\frac{O}{0,04}\right)^2}{\left(\frac{b}{1,16}\right)^2}$$

$$O = A_v \sqrt{h} / A_t$$

kde	t	je čas [hod]
	$A_v$	celková plocha svislých otvorů [m <sup>2</sup> ]
	h	výška svislých otvorů [m]
	$A_t$	celková plocha konstrukcí (stěn, stropu, podlahy, včetně otvorů) [m <sup>2</sup> ]
	b	koeficient povrchů [J/m <sup>2</sup> s <sup>1/2</sup> K], který je závislý na tepelné pohltivosti konstrukcí ohraničujících požární úsek

Tepelná pohltivost konstrukce určena z tepelných vlastností materiálů

$$b = \sqrt{\lambda \times \rho \times c_p}$$

kde	$\lambda$	je součinitel tepelné vodivosti materiálu
	$\rho$	hustota materiálu
	$c_p$	měrná tepelná kapacita materiálu

Otvory v požárně dělící konstrukci mohou být tvořeny okny, dveřmi a stropními otvory. Průběh požáru je závislý na počtu a velikosti těchto otvorů. Součinitel otvorů O pro více otvorů se uvažuje s celkovou plochou svislých otvorů a s váženým průměrem výšek otvorů podle vzorce:

$$A_w = \sum A_{wi}$$

$$H = \left[ \frac{\sum A_{wi} \sqrt{H_i}}{\sum A_{wi}} \right]^2$$

kde	$A_w$	je plocha svislého otvoru
	H	výška otvoru
	i	pořadové číslo otvoru

gamma:

$$\Gamma = \frac{\left(\frac{O}{b}\right)^2}{\left(\frac{0,04}{1160}\right)^2}$$

návrhová hodnota požárního zatížení

$$q_{f,d} = q_{f,k} m \delta_{q1} \delta_{q2} \delta_n$$

hodnota požárního zatížení

$$q_{t,d} = q_{f,d} \frac{A_f}{A_t}$$

maximální teplota  $\Theta_{max}$  ve fázi ohřevu nastává při  $t^* = t^*_{max}$

$$t^*_{max} = t_{max} \Gamma$$

kde  $t_{max} = \max(0,2 \times \frac{10^{-3} q_{t,d}}{o}; t_{lim})$

$q_{t,d}$  je návrhová hodnota hustoty požárního zatížení pro  $A_t$  [MJ/m<sup>2</sup>]

$t_{lim}$  20 min, obdobný jako pro volné hoření  $\tau_F$

V tomto případě má  $t_{lim}$  menší hodnotu než první člen rovnice  $t_{max}$ , požár je tedy řízen ventilací.

Maximální teplota  $\Theta_{max}$  v čase  $t^*_{max}$

$$\theta_{g,max} = 1325$$

$$\times (1 - 0,324 \times e^{-0,2 \times t^*_{max}} - 0,204 \times e^{-1,7 \times t^*_{max}} - 0,472 \times e^{-19 \times t^*_{max}}) + 20$$

Pro výpočet fáze chladnutí, byla v tomto případě, z důvodu požáru řízeným ventilací a  $t^*_{max} \geq 2$ , zvolena tato rovnice:

$$\theta_{g,cool} = \theta_{g,max} - 250(t^* - t^*_{max} \times x)$$

kde  $x = 1$ , pokud  $t_{max} \geq t_{lim}$  (13)

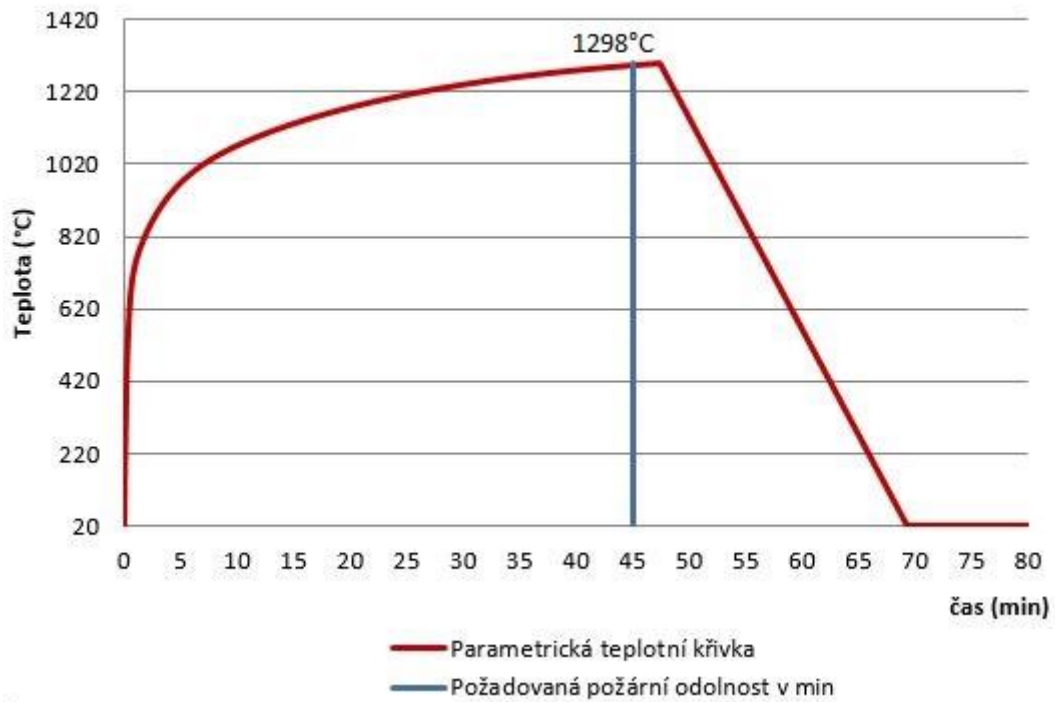
Zadané hodnoty charakterizující daný požární úsek jsou uvedeny v tabulce (Tabulka 7) a výsledný číselný průběh je znázorněn v tabulce (Tabulka 8), která obsahuje první minutu výpočtu průběhu této teplotní křivky.

Tabulka 7 Zadané hodnoty parametrické teplotní křivky pro daný požární úsek.

<b>B=</b>	4,7 m		<b>stěna 1</b>	<b>stěna 2</b>	<b>stěna 3</b>	<b>stěna 4</b>
<b>H=</b>	2,7 m	<b>s</b>	30	30	30	30
<b>C=</b>	6 m	<b>c</b>	900	1113	900	1113
		<b>p</b>	2400	450	2400	450
		<b>λ</b>	2	0,1	2	0,1
		<b>b</b>	2078,460969	223,7967828	2078,460969	223,7967828
<b>Af =</b>	28,2 m <sup>2</sup>	<b>Atot</b>	12,69	12,69	16,2	16,2
<b>At =</b>	114,18 m <sup>2</sup>					
<b>Av =</b>	8,268 m <sup>2</sup>		<b>otvory ve stěně 1</b>	<b>otvory ve stěně 2</b>	<b>otvory ve stěně 3</b>	<b>otvory ve stěně 4</b>
		<b>hi</b>	1,8	1,66	2,1	1
<b>tlim =</b>	45 min	<b>bi</b>	1	0,964	0,9	0,9
		<b>Avi</b>	1,8	1,60024	1,89	0,9
<b>qf,d =</b>	1137,6 MJ/m <sup>2</sup>	<b>Oi</b>	0,021150407	0,018057147	0,023987303	0,007882291
<b>qt,d =</b>	280,963 MJ/m <sup>3</sup>					

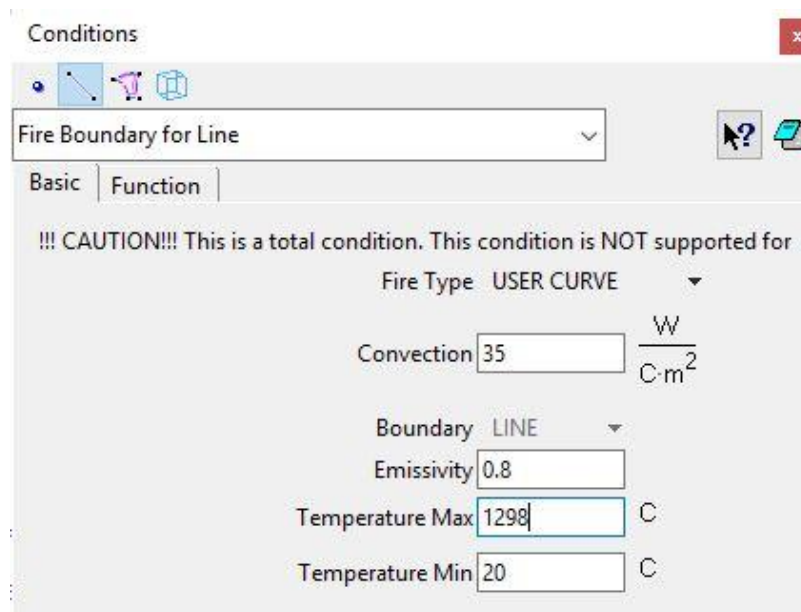
Tabulka 8 První minuta výpočtu průběhu parametrické teplotní křivky.

t [min]	t [h]	t*	T°	T° max	T° chladnutí (t*max>2)	T° výsledné	REI (min)
0,00	0	0	20	746,3211	3519	20	45
0,08	0,001389	0,019486	224		3514	224	45
0,17	0,002778	0,038972	368		3510	368	45
0,25	0,004167	0,058459	470		3505	470	45
0,33	0,005556	0,077945	543		3500	543	45
0,42	0,006944	0,097431	597		3495	597	45
0,50	0,008333	0,116917	636		3490	636	45
0,58	0,009722	0,136404	666		3485	666	45
0,67	0,011111	0,15589	689		3480	689	45
0,75	0,0125	0,175376	708		3475	708	45
0,83	0,013889	0,194862	723		3471	723	45
0,92	0,015278	0,214348	735		3466	735	45
1,00	0,016667	0,233835	746		3461	746	45



Obrázek 42 Grafické znázornění parametrické teplotní křivky pro daný požární úsek.

Parametrická teplotní křivka byla do výpočetního programu Atena zadána s těmito hodnotami:



Obrázek 43 Základní podmínky parametrické teplotní křivky zadané do programu Atena. (foto autor)



Fire Boundary for Line

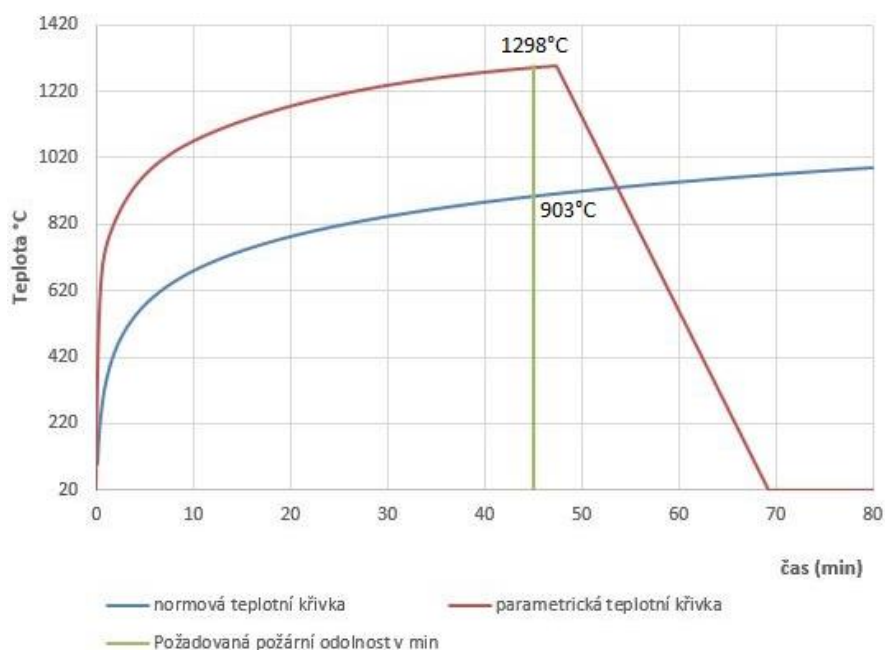
Basic Function

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

Time Function	Time	Temperature
Click	0.0	0
	60	0.575
	120	0.64
	240	0.72
	360	0.767
	480	0.8
	600	0.825
	900	0.871
	1800	0.96
	2400	0.985
	2700	0.996
	2845.2	1
	2880	0.975
	3300	0.45
	3600	0.435

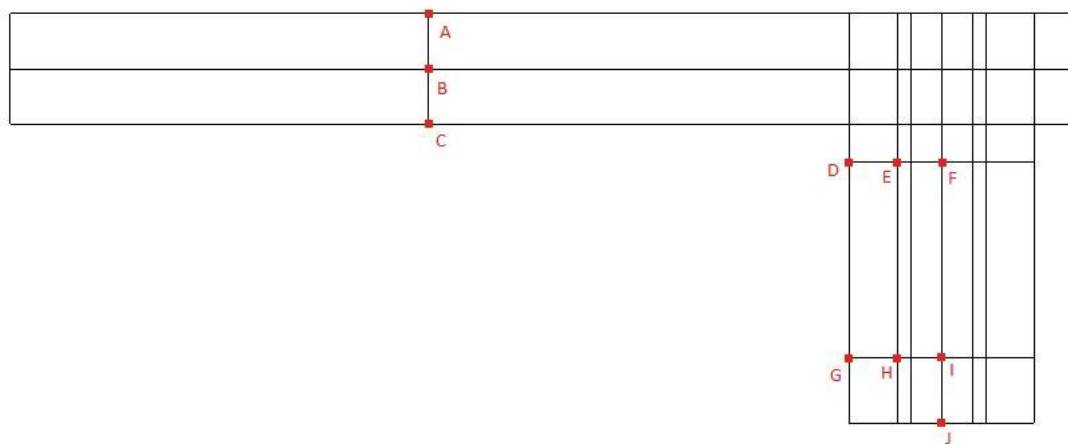
Obrázek 44 Zadání parametrické teplotní křivky do programu Atena v závislosti na čase, pomocí koeficientů určených z maximální dosažené teploty. (foto autor)

Porovnání rozdílných průběhů obou teplotních křivek je graficky znázorněno na obrázku (Obrázek 45). Z grafu je patrné, že při zatížení normovou teplotní křivkou se dosáhne nižší maximální teploty do doby 45 minut vystavení požáru, než při zatížení teplotní křivkou parametrickou.

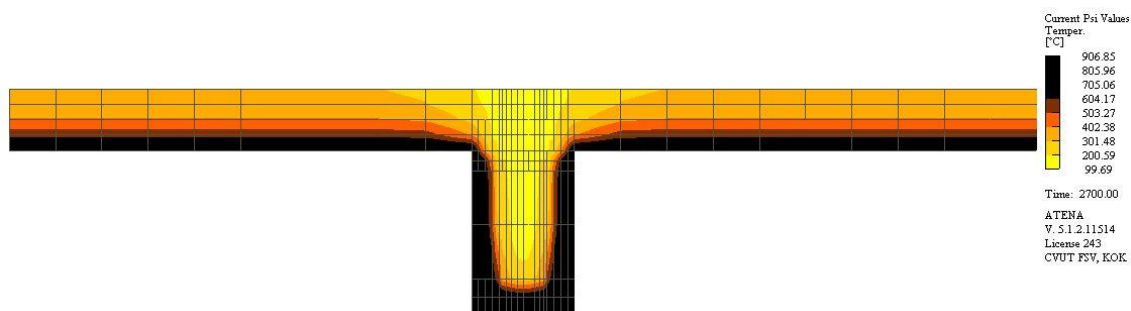


Obrázek 45 Grafické porovnání průběhu parametrické a normové teplotní křivky.

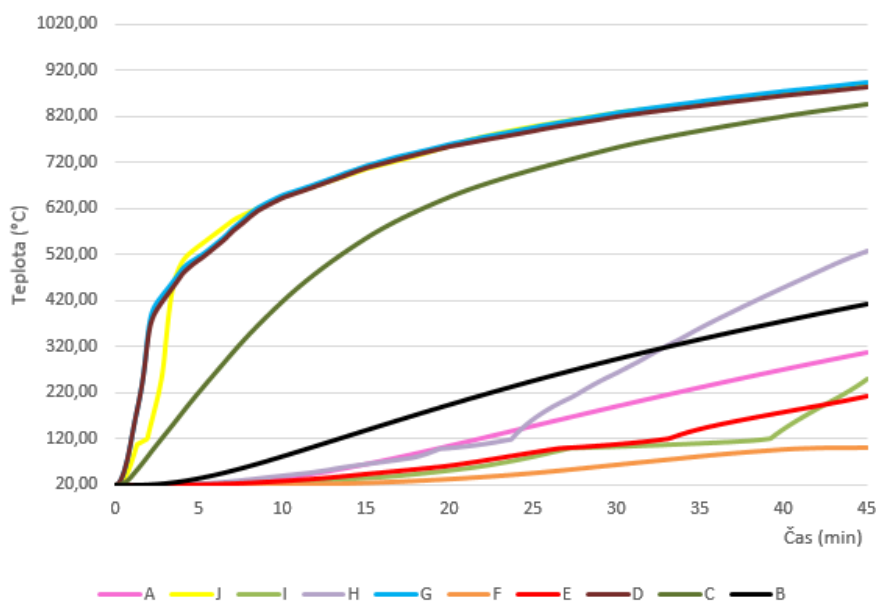
### 3.5.3 Teplotní analýza T-průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby s použitím normové teplotní křivky



Obrázek 46 Rozmístění monitorovacích bodů v průřezu s dvěma ocelovými šrouby.



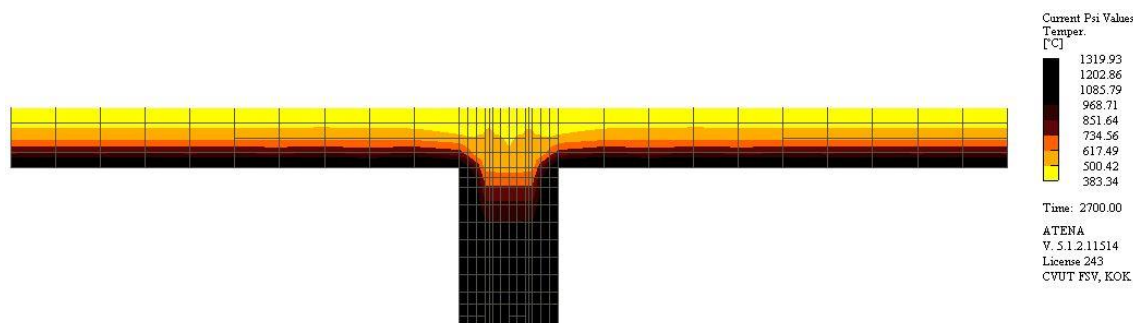
Obrázek 47 Průběh teploty v průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby ve 45. minutě vystavení normovému požáru.



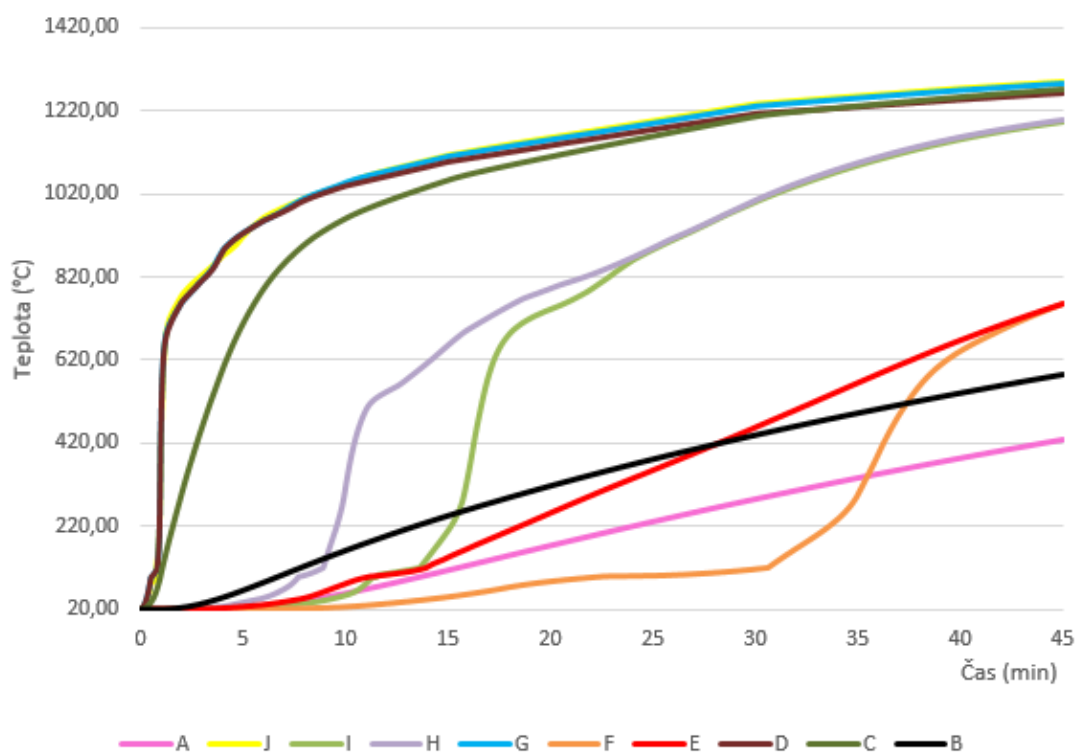
Obrázek 48 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení normovému požáru v průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby.

### 3.5.4 Teplotní analýza T-průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby s použitím parametrické teplotní křivky

Rozmístění a označení monitorovacích bodů se shoduje s případem vystavení požáru charakterizovaným normovou teplotní křivkou. Tyto body jsou znázorněny na obrázku (Obrázek 46).

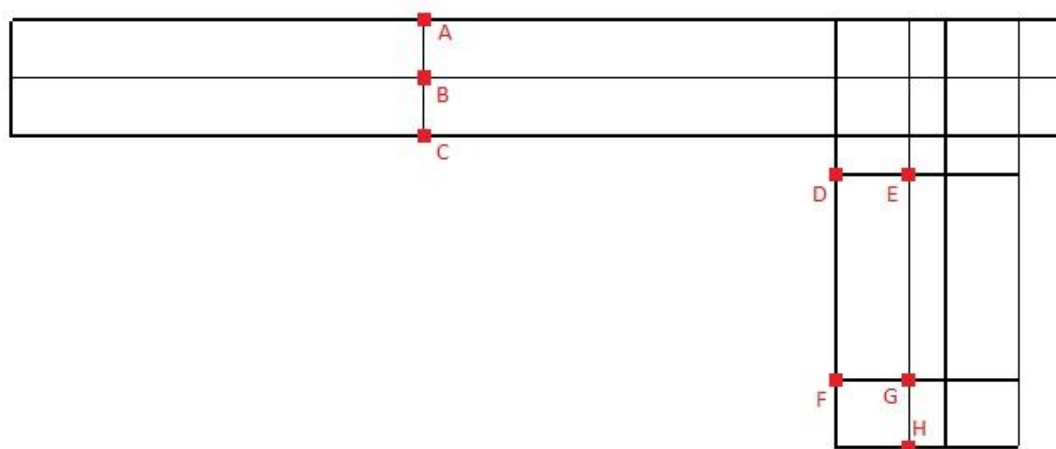


Obrázek 49 Průběh teploty v průřezu s dvěma ocelovými šrouby ve 45. minutě vystavení parametrickému požáru.

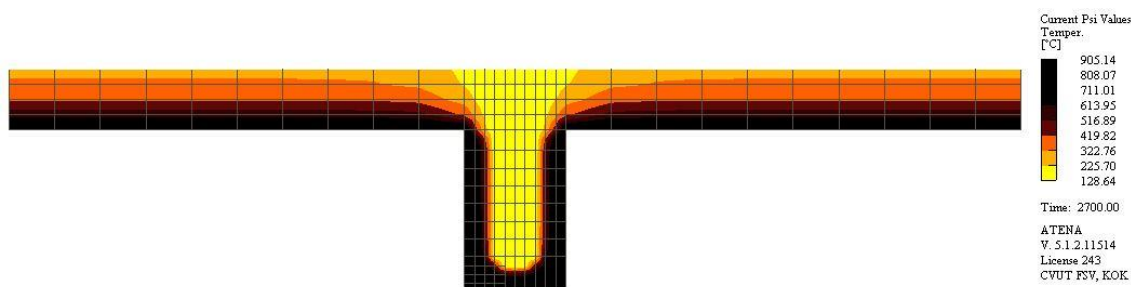


Obrázek 50 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení parametrickému požáru v průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby.

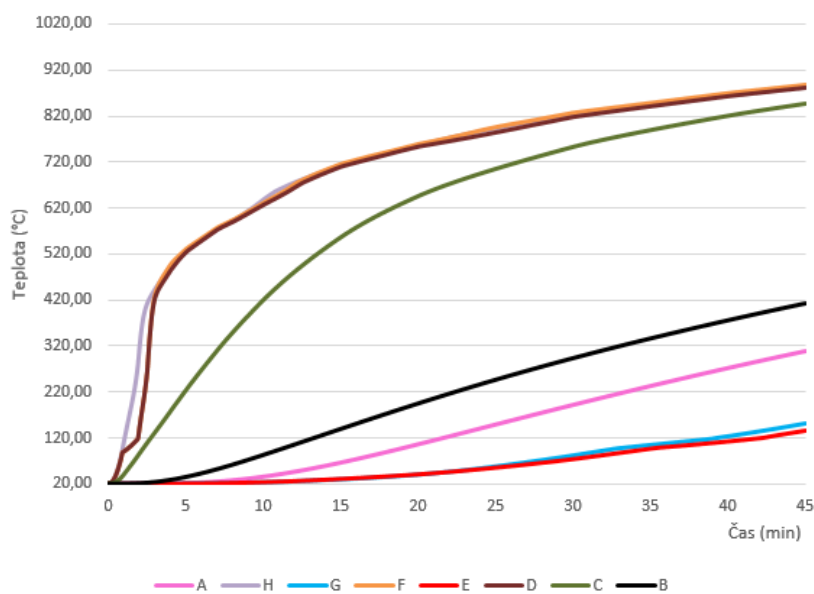
### 3.5.5 Teplotní analýza T-průřezu spojeným kolíkem z betonářské oceli s použitím normové teplotní křivky



Obrázek 51 Rozmístění monitorovacích bodů v průřezu s ocelovým kolíkem.



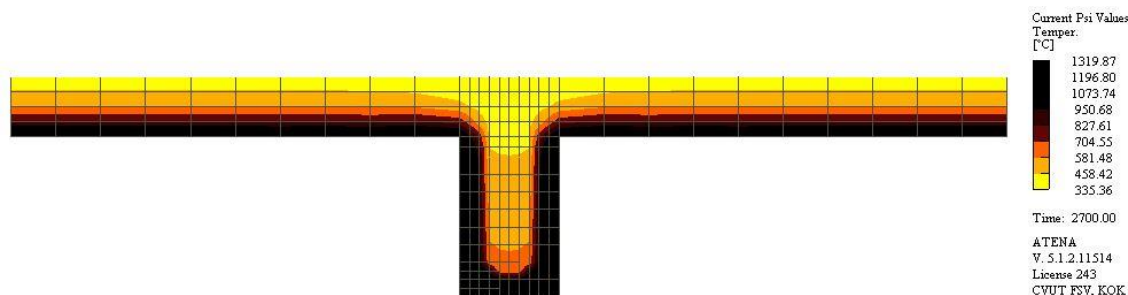
Obrázek 52 Průběh teploty v průřezu s ocelovým kolíkem ve 45. minutě vystavení normovému požáru.



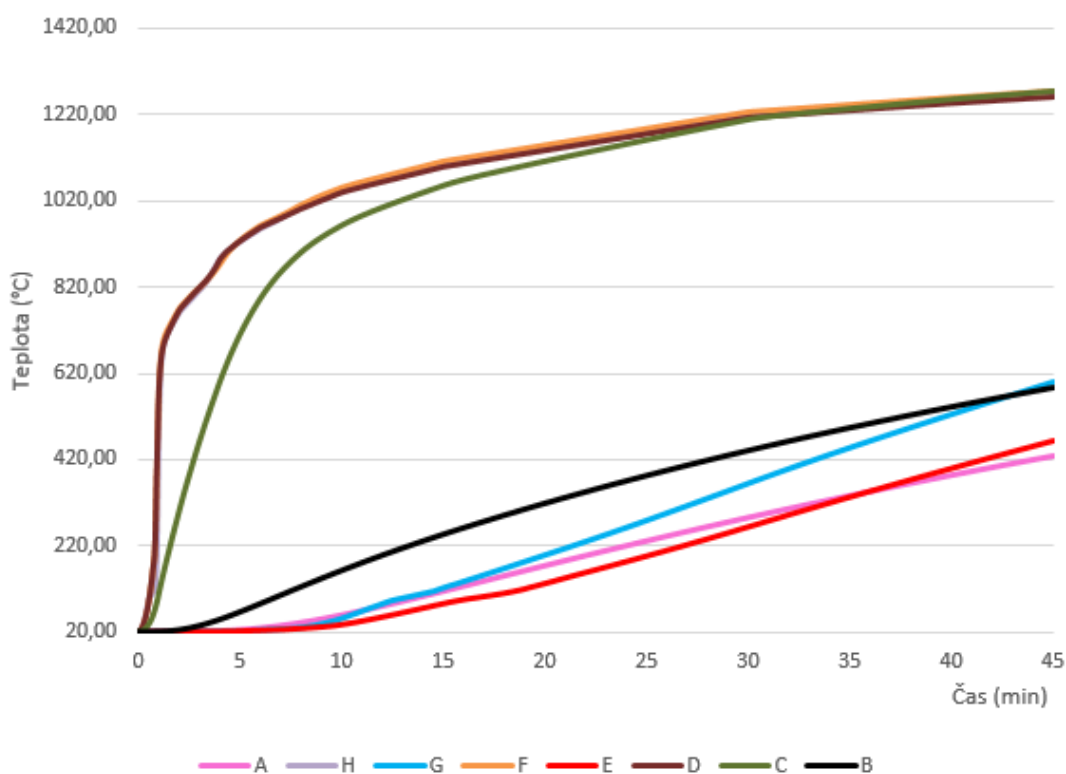
Obrázek 53 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení normovému požáru v průřezu spojeným ocelovým kolíkem.

### 3.5.6 Teplotní analýza T-průřezu spojeným kolíkem z betonářské oceli s použitím parametrické teplotní křivky

Rozmístění a označení monitorovacích bodů se shoduje s případem vystavení požáru charakterizovaným normovou teplotní křivkou. Tyto body jsou znázorněny na obrázku (Obrázek 51).

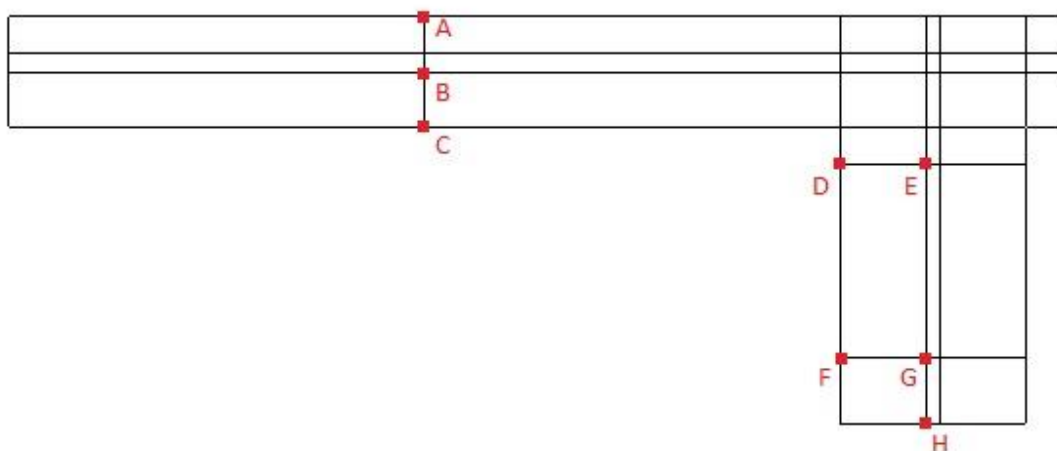


Obrázek 54 Průběh teploty v průřezu s ocelovým kolíkem ve 45. minutě vystavení parametrickému požáru.

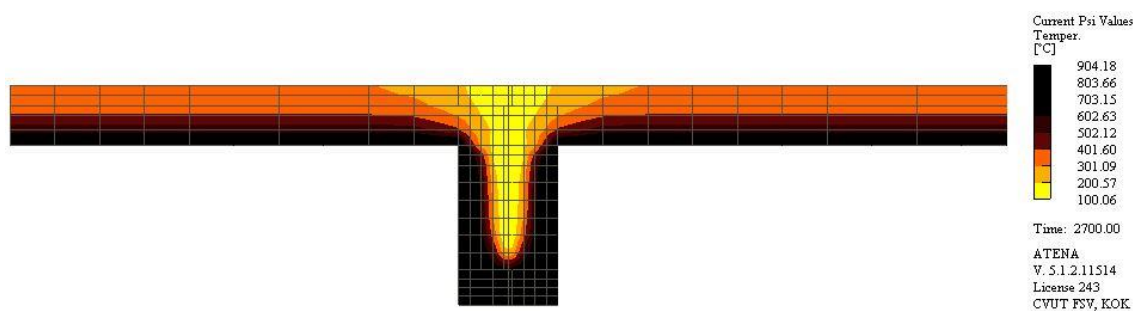


Obrázek 55 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení parametrickému požáru v průřezu spojeným ocelovým kolíkem.

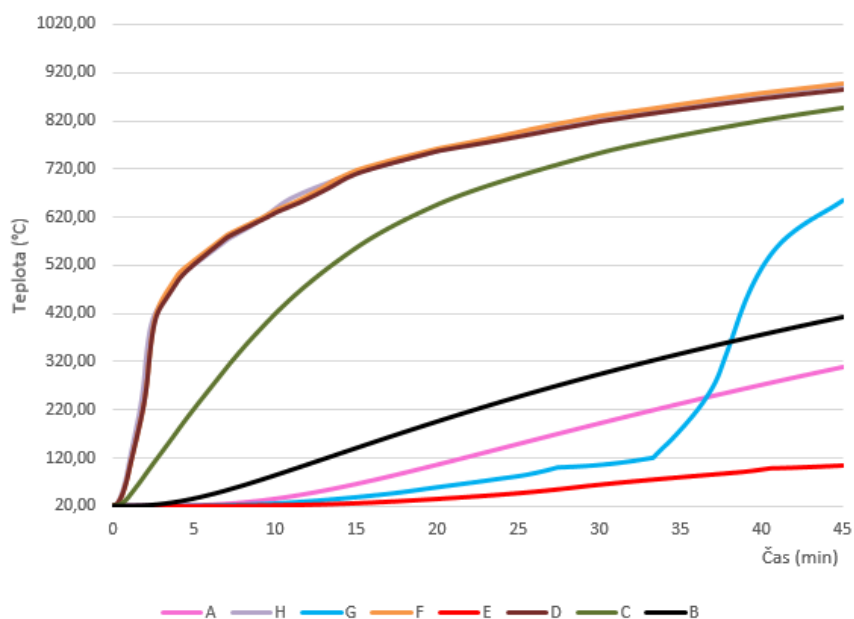
### 3.5.7 Teplotní analýza T-průřezu spojeným deskou z lepené překližky s použitím normové teplotní křivky



Obrázek 56 Rozmístění monitorovacích bodů v průřezu s lepenou překližkou.



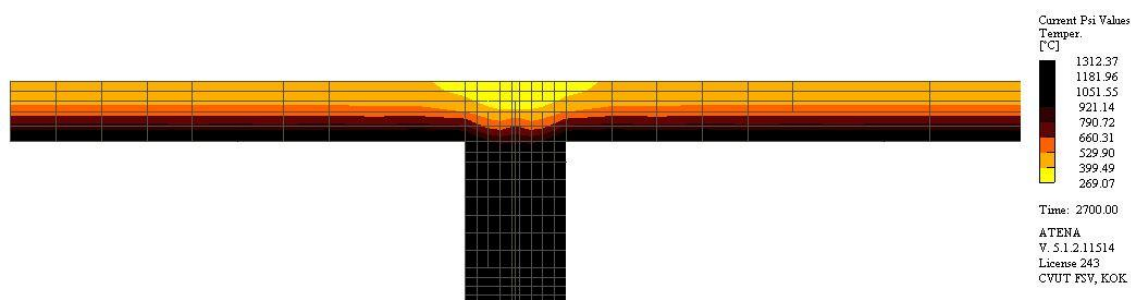
Obrázek 57 Průběh teploty v průřezu s lepenou překližkou ve 45. minutě vystavení normovému požáru.



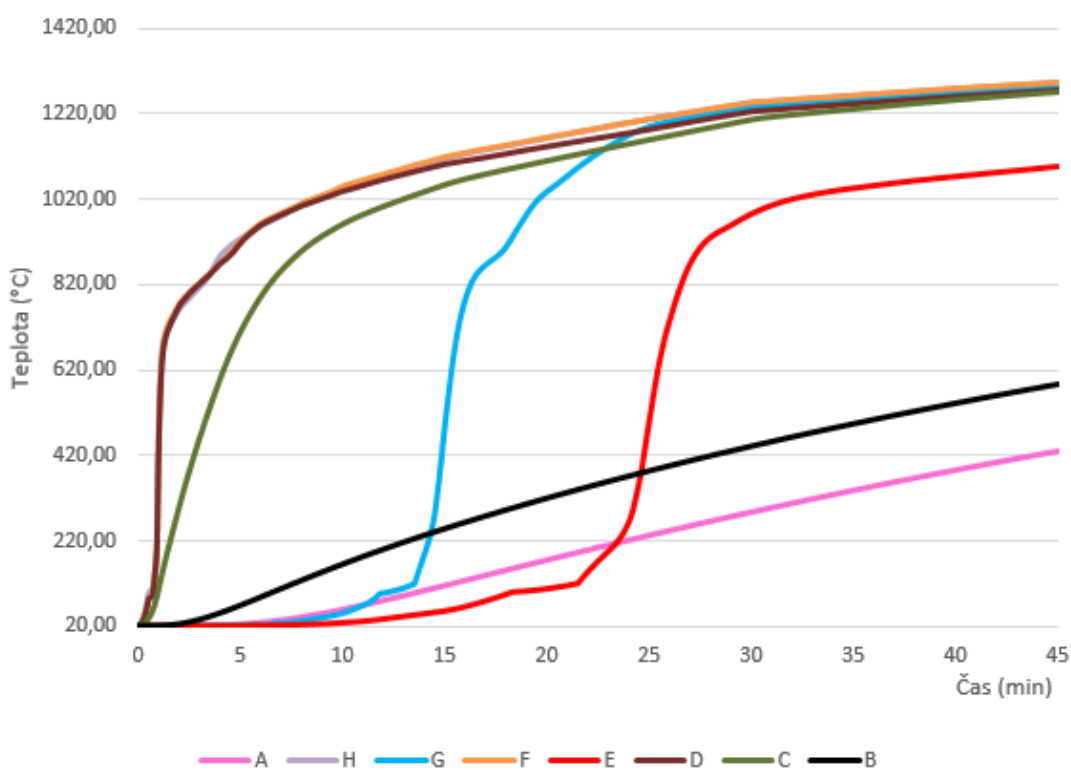
Obrázek 58 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení normovému požáru v průřezu spojeným lepenou překližkou.

### 3.5.8 Teplotní analýza T-průřezu spojeným deskou z lepené překližky s použitím parametrické teplotní křivky

Rozmístění a označení monitorovacích bodů se shoduje s případem vystavení požáru charakterizovaným normovou teplotní křivkou. Tyto body jsou znázorněny na obrázku (Obrázek 56).



Obrázek 59 Průběh teploty v průřezu s lepenou překližkou ve 45. minutě vystavení parametrickému požáru.



Obrázek 60 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení parametrickému požáru v průřezu spojeným lepenou překližkou.

Výsledky z teplotních analýz uvedených v kapitolách 3.5.3 – 3.5.8. slouží jako vstupní data pro analytickou analýzu uvedenou v následující kapitole posouzení průřezu na účinky požáru.

### 3.6 Posouzení průřezu na účinky požáru

Celý průřez byl posouzen na účinky požáru pomocí výpočtu únosnosti jako za běžné teploty (18). Tento výpočet byl proveden v 10 minutách vystavení požáru a následně v intervalech po 5 minutách až do 45 minut, kterým odpovídá stanovený stupeň požární bezpečnosti III pro zvolený požární úsek, nebo do doby maximální únosnosti průřezu. V každém časovém intervalu byly upraveny rozměry průřezu. Rozměry dřevěného trámu byly redukovány pomocí metody redukovaného průřezu a pro upravení rozměru betonové desky byla použita metoda Izoterm 500, kdy se beton s teplotou vyšší jak 500°C ve výpočtu neuvažuje. Teplota v průřezu byla převzata z výpočtů provedených pomocí programu Atena. Ve výpočtech se neuvažuje s redukcí materiálových změn spojovacích prostředků a jejich blízkého okolí, tudíž jsou brány hodnoty  $k_{ser}$  jednotlivých spojů stejné jako za běžné teploty. Posouzení průřezu na účinky požáru bylo provedeno celkem šestkrát. Každý vybraný spoj byl posouzen pro zatížení nejprve normovou teplotní křivkou a následně parametrickou teplotní křivkou.

Návrh ohybového momentu na účinky požáru:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{fi} \times Q_{k1}}{\gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_{k1}} = \frac{1,5 + 0,3 \times 1,5}{1,35 \times 1,5 + 1,5 \times 1,5} = 0,46 \leq 0,65$$

$$M_{Ed,fi} = \eta_{fi} \times M_d = 0,46 \times 11,82 = 5,4 \text{ kNm}$$

Hodnota pro koeficient  $\Psi_{fi}$  byla převzata z ČSN EN 1991-1-1 pro kategorii A: obytné plochy, uvedené na Obrázek 61.

Kategorie užitných zatížení pro pozemní stavby (viz ČSN EN 1991-1-1)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Kategorie A: obytné plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: kancelářské plochy	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: obchodní plochy	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: skladovací plochy	1,0	0,9	0,8

Obrázek 61 Tabulka stanovující součinitel pro časté hodnoty proměnných zatížení. (ČSN EN 1991-1-1)



Použité koeficienty a vzorce pro redukci rozměrů dřevěného trámu pomocí metody redukovaného průřezu:

$$k_{mod,fi} = 1,0$$

$$k_{fi} = 1,15$$

$$\gamma_{M,fi} = 1,0$$

$$\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$$

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$k_0 = 1,0$$

$$t = \text{čas v min}$$

Účinná hloubka zuhelnatění

$$d_{ef} = \beta_n \times t + k_0 \times d_0$$

Průřezový modul

$$b_{fi} = b - 2 \times d_{ef}$$

$$h_{fi} = h - d_{ef}$$

Návrhová pevnost v ohybu

$$f_{m,d,fi} = k_{mod,fi} \times k_{fi} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,fi}}$$

Podle výše uvedených vzorců byly vypočteny rozměry dřevěného trámu pro dobu 10 minut vystavení požáru a pro každých následujících 5 minut, až do 45. minuty vystavení požáru. Jednotlivé hodnoty rozměrů jsou uvedeny v tabulkách (Tabulka 9 a Tabulka 10).

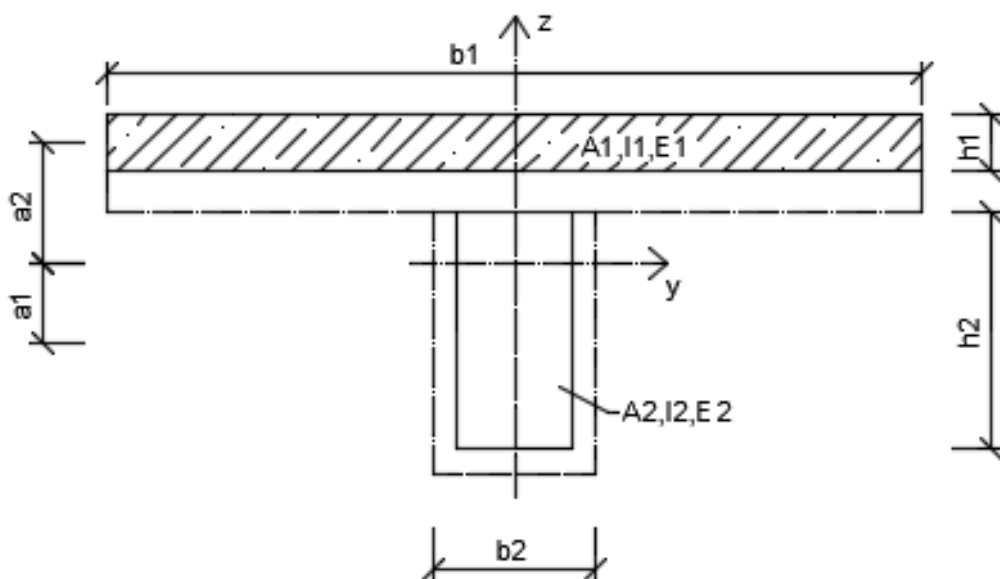
Tabulka 9 Výpočet rozměrů redukováného průřezu dřevěného trámu v čase 10 – 20 minut v intervalu po 5 minutách.

<b>10 minut</b>					
<b>Zadané hodnoty</b>		<b>Redukované rozměry</b>			
$k_{mod,fi} =$	1	$d_{ef} =$	14 mm		
$k_{fi} =$	1,15	$b_{fi} =$	72 mm		
$\gamma_{Mfi} =$	1	$h_{fi} =$	146 mm		
$\beta_n =$	0,7 mm/min	$f_{mdfi} =$	41,4 Mpa		
$d_0 =$	7 mm				
$k_0 =$	1				
$t =$	10 min				
<b>15 minut</b>					
<b>Zadané hodnoty</b>		<b>Redukované rozměry</b>			
$k_{mod,fi} =$	1	$d_{ef} =$	17,5 mm		
$k_{fi} =$	1,15	$b_{fi} =$	65 mm		
$\gamma_{Mfi} =$	1	$h_{fi} =$	142,5 mm		
$\beta_n =$	0,7 mm/min	$f_{mdfi} =$	41,4 Mpa		
$d_0 =$	7 mm				
$k_0 =$	1				
$t =$	15 min				
<b>20 minut</b>					
<b>Zadané hodnoty</b>		<b>Redukované rozměry</b>			
$k_{mod,fi} =$	1	$d_{ef} =$	21 mm		
$k_{fi} =$	1,15	$b_{fi} =$	58 mm		
$\gamma_{Mfi} =$	1	$h_{fi} =$	139 mm		
$\beta_n =$	0,7 mm/min	$f_{mdfi} =$	41,4 Mpa		
$d_0 =$	7 mm				
$k_0 =$	1				
$t =$	20 min				

Tabulka 10 Výpočet rozměrů redukovaného průřezu dřevěného trámu v čase 25 – 45 minut v intervalu po 5 minutách.

<b>25 minut</b>					
<b>Zadané hodnoty</b>		<b>Redukované rozměry</b>			
$k_{mod,fi} =$	1	$def =$	24,5	mm	
$k_{fi} =$	1,15	$b_{fi} =$	51	mm	
$\gamma_{Mfi} =$	1	$h_{fi} =$	135,5	mm	
$\beta_n =$	0,7 mm/min	$f_{mdfi} =$	41,4	Mpa	
$d_0 =$	7 mm				
$k_0 =$	1				
$t =$	25 min				
<b>30 minut</b>					
<b>Zadané hodnoty</b>		<b>Redukované rozměry</b>			
$k_{mod,fi} =$	1	$def =$	28	mm	
$k_{fi} =$	1,15	$b_{fi} =$	44	mm	
$\gamma_{Mfi} =$	1	$h_{fi} =$	132	mm	
$\beta_n =$	0,7 mm/min	$f_{mdfi} =$	41,4	Mpa	
$d_0 =$	7 mm				
$k_0 =$	1				
$t =$	30 min				
<b>35 minut</b>					
<b>Zadané hodnoty</b>		<b>Redukované rozměry</b>			
$k_{mod,fi} =$	1	$def =$	31,5	mm	
$k_{fi} =$	1,15	$b_{fi} =$	37	mm	
$\gamma_{Mfi} =$	1	$h_{fi} =$	128,5	mm	
$\beta_n =$	0,7 mm/min	$f_{mdfi} =$	41,4	Mpa	
$d_0 =$	7 mm				
$k_0 =$	1				
$t =$	35 min				
<b>40 minut</b>					
<b>Zadané hodnoty</b>		<b>Redukované rozměry</b>			
$k_{mod,fi} =$	1	$def =$	35	mm	
$k_{fi} =$	1,15	$b_{fi} =$	30	mm	
$\gamma_{Mfi} =$	1	$h_{fi} =$	125	mm	
$\beta_n =$	0,7 mm/min	$f_{mdfi} =$	41,4	Mpa	
$d_0 =$	7 mm				
$k_0 =$	1				
$t =$	40 min				
<b>45 minut</b>					
<b>Zadané hodnoty</b>		<b>Redukované rozměry</b>			
$k_{mod,fi} =$	1	$def =$	38,5	mm	
$k_{fi} =$	1,15	$b_{fi} =$	23	mm	
$\gamma_{Mfi} =$	1	$h_{fi} =$	121,5	mm	
$\beta_n =$	0,7 mm/min	$f_{mdfi} =$	41,4	Mpa	
$d_0 =$	7 mm				
$k_0 =$	1				
$t =$	45 min				

## Posouzení spřaženého průřezu za požáru



Obrázek 62 Geometrie počítaného průřezu s vyznačením původního průřezu. (foto autor)

Použité vzorce pro výpočet posouzení spřaženého průřezu za požáru:

Návrhová hodnota posouvající síly a ohybového momentu

$$M_{Ed,fi} = \frac{1}{8} f l^2 \times \frac{G_k + \Psi_{fi} \times Q_{k1}}{\gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_{k1}}$$

Návrhové hodnoty pevnosti

Beton

$$f_{cd,fi} = \frac{f_{c,k}}{1,5}$$

$$f_{ctm,fi} = \frac{f_{c,tm}}{1,5}$$

Dřevo

$$f_{m,d,fi} = 1 \times f_{m,k} \times \frac{1,15}{1}$$

$$f_{t,0,d,fi} = 1 \times f_{t,0,k} \times \frac{1,15}{1}$$

$$E_{0,mean,fi} = 1 \times E_{0,mean} \times \frac{1,15}{1}$$

Průřezové hodnoty

$$A_i = b_i \times h_i$$

$$I_{yi} = \frac{1}{12} \times b_i \times h_i^3$$

$$s_i = s_{ef} = 0,75 \times s_{min} \times 0,25 \times s_{max}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \times E_1 \times A_1 \times s_1}{k_u \times l^2}}$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \times (\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2)}$$

$$a_1 = \left( \frac{h_2}{2} + \frac{h_1}{2} \right) - a_2$$

$$EI_{ef} = (E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2) + (E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2)$$

Návrhové hodnoty normálových napětí a výsledných napětí

Beton

$$\sigma_{c,1,d} = - \frac{\gamma_1 E_1 a_1 M_{Ed}}{EI_{ef}}$$

$$\sigma_{m,1,d} = \frac{0,5 E_1 h_1 M_{Ed}}{EI_{ef}}$$

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{c,1,d} + \sigma_{m,1,d} \leq f_{cd,fi}$$

$$\sigma_{t,d} = \sigma_{m,1,d} - \sigma_{c,1,d} \leq f_{ctmd,fi}$$

Dřevo

$$\sigma_{t,2,d} = \frac{\gamma_2 E_2 a_2 M_{Ed}}{EI_{ef}}$$

$$\sigma_{m,2,d} = \frac{0,5 E_2 h_2 M_{Ed}}{EI_{ef}}$$

$$\frac{\sigma_{t,2,d}}{f_{t,0,d,fi}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d,fi}} < 1,0$$

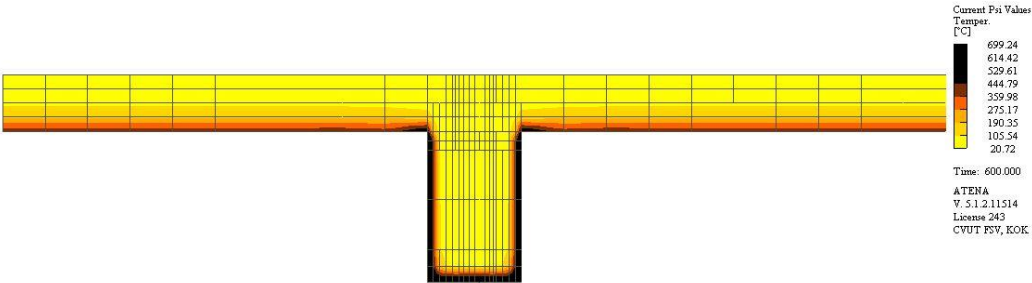
→ v následujících výpočtech označeno jako Posouzení (A)

Uvedená posouzení jsou vypočtena do doby maximální únosnosti daného průřezu.

3.6.1 Průřez se spojem ze dvou ocelových šroubů zatížený normovou teplotní křivkou

Tabulka 11 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 10. minutě vystavení normovému požáru.

<b>10 minut</b>	<b>Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno</b>	
<b>Zadané hodnoty</b>		
Medfi =	5,4372 kNm	
L nosníku	4700 mm	
h1 =	60 mm	
h2 =	146 mm	
b1 =	1000 mm	
b2 =	72 mm	
A1 =	60000 mm <sup>2</sup>	
A2 =	10512 mm <sup>2</sup>	
Iy1 =	18000000 mm <sup>4</sup>	
Iy2 =	18672816 mm <sup>4</sup>	
<b>Průřezové hodnoty</b>		
γ <sub>2</sub> =	1	
γ <sub>1</sub> =	0,121	
a1 =	41,750 mm	
a2 =	61,250 mm	
Elef =	2,08476E+12 Nmm <sup>2</sup>	
<b>Beton</b>		
f <sub>ck</sub> =	68,3 N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>ctm</sub> =	7,1 N/mm <sup>2</sup>	
E <sub>cm</sub> =	36000 N/mm <sup>2</sup>	
<b>Návrhové hodnoty pevnosti</b>		
f <sub>cd,fi</sub> =	45,533 N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>ctmd,fi</sub> =	4,733 N/mm <sup>2</sup>	
<b>Napětí v betonu</b>		
σ <sub>c1d</sub> =	0,473 N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>m1d</sub> =	2,817 N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>cd</sub> =	3,290 N/mm <sup>2</sup>	≤ f <sub>cd,fi</sub> = 45,533
σ <sub>td</sub> =	2,344 N/mm <sup>2</sup>	≤ f <sub>ctmd,fi</sub> = 4,733
<b>Dřevo</b>		
f <sub>mk</sub> =	36 N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>vk</sub> =	3,8 N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>t0k</sub> =	22,5 N/mm <sup>3</sup>	
E <sub>0,mean,fi</sub> =	16905 N/mm <sup>2</sup>	
<b>Návrhové hodnoty pevnosti</b>		
f <sub>md,fi</sub> =	41,400 N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>t0d,fi</sub> =	25,875 N/mm <sup>2</sup>	
<b>Napětí ve dřevě</b>		
σ <sub>t2d</sub> =	2,70047	
σ <sub>m2d</sub> =	3,21853	
Posouzení (A)	0,18211	≤ 1
<b>Spojovací prostředek</b>		
K <sub>ser</sub> =	26827,5 N/mm	
K <sub>u</sub> =	17885 N/mm	
s <sub>1</sub> =	135,15 mm	



Obrázek 63 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 10. minutě vystavení normovému požáru.

Tabulka 12 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 15. minutě vystavení normovému požáru.

15 minut

Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno

Zadané hodnoty	
Medfi =	5,4372 kNm
L nosníku	4700 mm
h1 =	53,24 mm
h2 =	142,5 mm
b1 =	1000 mm
b2 =	65 mm
A1 =	53240 mm <sup>2</sup>
A2 =	9262,5 mm <sup>2</sup>
Iy1 =	12575721,02 mm <sup>4</sup>
Iy2 =	15673886,72 mm <sup>4</sup>

Beton	
fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>

Dřevo	
fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
ft0k =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>

Spojovací prostředek	
Kser =	26827,5 N/mm
Ku =	17885 N/mm
s1 =	135,15 mm

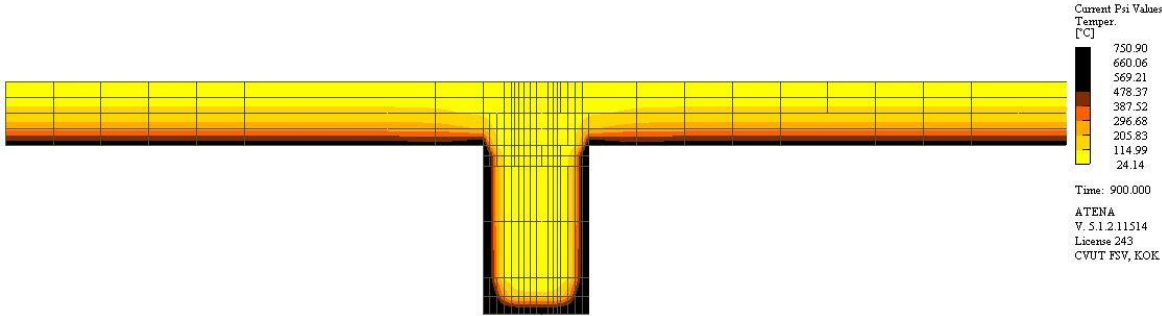
Návrhové hodnoty pevnosti	
fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>

Návrhové hodnoty pevnosti	
fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>

Průřezové hodnoty	
γ <sub>2</sub> =	1
γ <sub>1</sub> =	0,134
a1 =	37,074 mm
a2 =	60,796 mm
Elef =	1,64937E+12 Nmm <sup>2</sup>

Napětí v betonu	
σc1d =	0,589 N/mm <sup>2</sup>
σm1d =	3,159 N/mm <sup>2</sup>
σcd =	3,749 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
σtd =	2,570 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733

Napětí ve dřevě	
σt2d =	3,38801
σm2d =	3,97061
Posouzení (A)	0,22685 ≤ 1



Obrázek 64 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 15. minutě vystavení normovému požáru.

Tabulka 13 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 20. minutě vystavení normovému požáru.

20 minut

Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno

Zadané hodnoty	
Medfi =	5,4372 kNm
L nosníku	4700 mm
h1 =	43,91 mm
h2 =	139 mm
b1 =	1000 mm
b2 =	58 mm
A1 =	43910 mm <sup>2</sup>
A2 =	8062 mm <sup>2</sup>
Iy1 =	7055195,706 mm <sup>4</sup>
Iy2 =	12980491,83 mm <sup>4</sup>

Beton	
fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>

Dřevo	
fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
ft0k =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>

Spojovací prostředek	
Kser =	26827,5 N/mm
Ku =	17885 N/mm
s1 =	135,15 mm

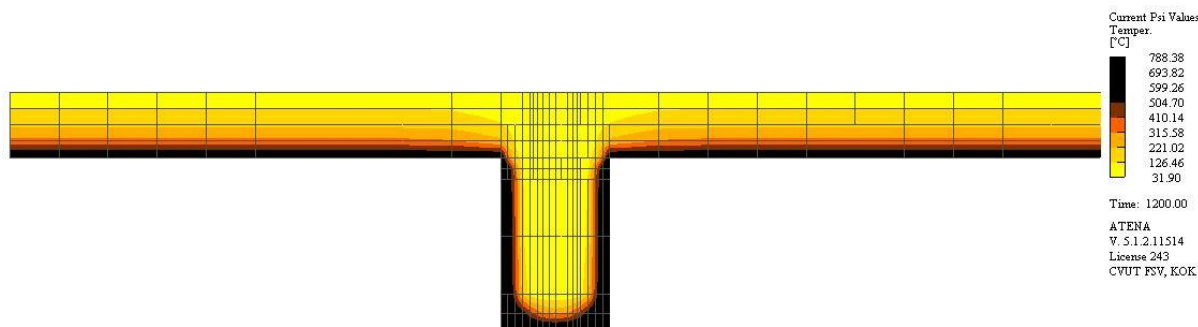
Návrhové hodnoty pevnosti	
fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>

Návrhové hodnoty pevnosti	
fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>

Průřezové hodnoty	
γ <sub>2</sub> =	1
γ <sub>1</sub> =	0,158
a <sub>1</sub> =	32,295 mm
a <sub>2</sub> =	59,160 mm
Elef =	1,21081E+12 Nmm <sup>2</sup>

Napětí v betonu	
σ <sub>c1d</sub> =	0,825 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>m1d</sub> =	3,549 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>cd</sub> =	4,374 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
σ <sub>td</sub> =	2,725 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733

Napětí ve dřevě	
σ <sub>t2d</sub> =	4,49101
σ <sub>m2d</sub> =	5,27594
Posouzení (A)	0,301 ≤ 1



Obrázek 65 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 20. minutě vystavení normovému požáru.



Tabulka 14 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 25. minutě vystavení normovému požáru.

25 minut

Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno

Zadané hodnoty	
Medfi =	5,4372 kNm
L nosníku	4700 mm
h1 =	37,98 mm
h2 =	135,5 mm
b1 =	1000 mm
b2 =	51 mm
A1 =	37980 mm <sup>2</sup>
A2 =	6910,5 mm <sup>2</sup>
Iy1 =	4565450,466 mm <sup>4</sup>
Iy2 =	10573208,97 mm <sup>4</sup>

Beton	
fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>

Dřevo	
fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
ft0k =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>

Spojovací prostředek	
Kser =	26827,5 N/mm
Ku =	17885 N/mm
s1 =	135,15 mm

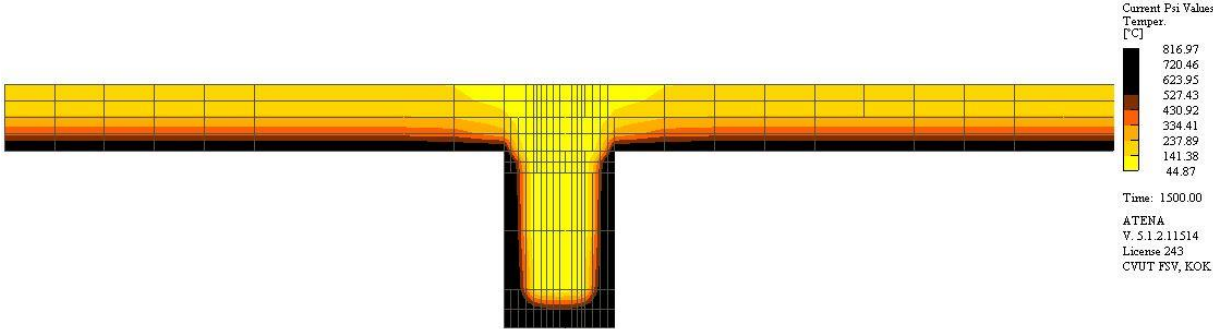
Návrhové hodnoty pevnosti	
fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>

Návrhové hodnoty pevnosti	
fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>

Průřezové hodnoty	
γ <sub>2</sub> =	1
γ <sub>1</sub> =	0,178
a <sub>1</sub> =	28,110 mm
a <sub>2</sub> =	58,630 mm
Elef =	9,37198E+11 Nmm <sup>2</sup>

Napětí v betonu	
σc1d =	1,046 N/mm <sup>2</sup>
σm1d =	3,966 N/mm <sup>2</sup>
σcd =	5,012 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
σtd =	2,920 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733

Napětí ve dřevě	
σt2d =	5,75011
σm2d =	6,64459
Posouzení (A)	0,38272 ≤ 1



Obrázek 66 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 25. minutě vystavení normovému požáru.

Tabulka 15 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 30. minutě vystavení normovému požáru.

30 minut

Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno

Zadané hodnoty	
Medfi =	5,4372 kNm
L nosníku	4700 mm
h1 =	33,08 mm
h2 =	132 mm
b1 =	1000 mm
b2 =	44 mm
A1 =	33080 mm <sup>2</sup>
A2 =	5808 mm <sup>2</sup>
Iy1 =	3016582,843 mm <sup>4</sup>
Iy2 =	8433216 mm <sup>4</sup>

Beton	
fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>

Dřevo	
fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
ft0k =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>

Spojovací prostředek	
Kser =	26827,5 N/mm
Ku =	17885 N/mm
s1 =	135,15 mm

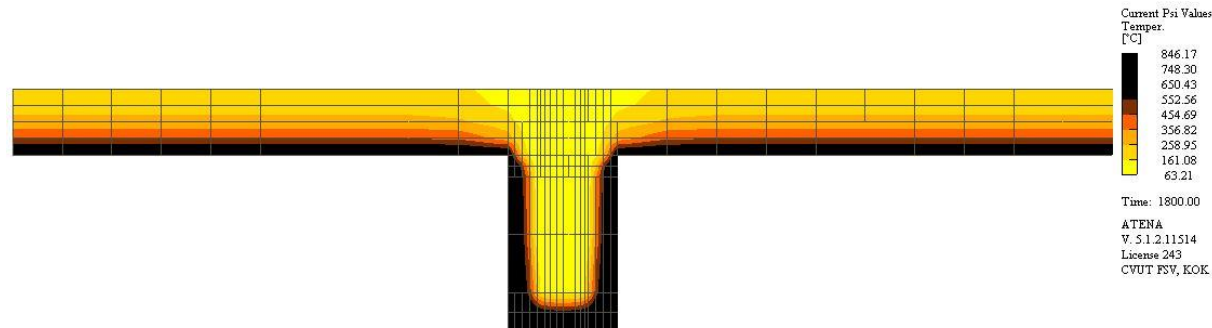
Návrhové hodnoty pevnosti	
fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>

Návrhové hodnoty pevnosti	
fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>

Průřezové hodnoty	
γ <sub>2</sub> =	1
γ <sub>1</sub> =	0,199
a <sub>1</sub> =	24,150 mm
a <sub>2</sub> =	58,390 mm
Elef =	7,24359E+11 Nmm <sup>2</sup>

Napětí v betonu	
σ <sub>c1d</sub> =	1,301 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>m1d</sub> =	4,470 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>cd</sub> =	5,770 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
σ <sub>td</sub> =	3,169 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733

Napětí ve dřevě	
σ <sub>t2d</sub> =	7,40924
σ <sub>m2d</sub> =	8,37492
Posouzení (A)	0,48864 ≤ 1



Obrázek 67 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 30. minutě vystavení normovému požáru.

Tabulka 16 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 35. minutě vystavení normovému požáru.

35 minut

Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno

Zadané hodnoty	
Medfi =	5,4372 kNm
L nosníku	4700 mm
h1 =	28,92 mm
h2 =	128,5 mm
b1 =	1000 mm
b2 =	37 mm
A1 =	28920 mm <sup>2</sup>
A2 =	4754,5 mm <sup>2</sup>
Iy1 =	2015643,024 mm <sup>4</sup>
Iy2 =	6542291,052 mm <sup>4</sup>

Beton	
fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>

Dřevo	
fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
ft0k =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>

Spojovací prostředek	
Kser =	26827,5 N/mm
Ku =	17885 N/mm
s1 =	135,15 mm

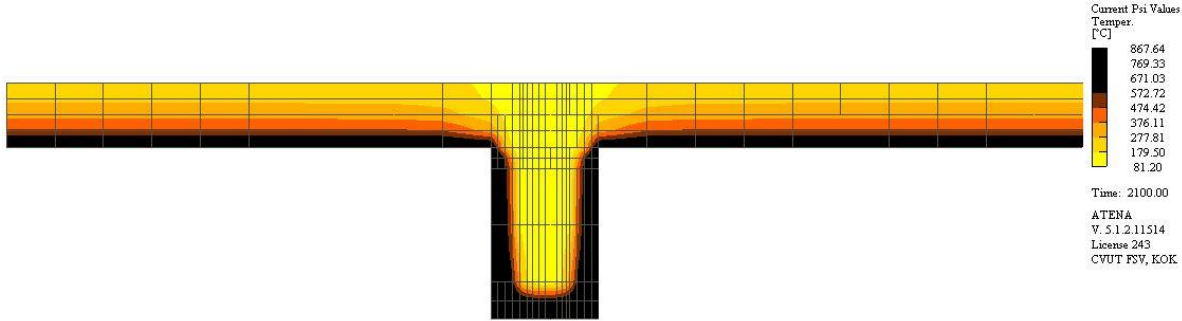
Návrhové hodnoty pevnosti	
fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>

Návrhové hodnoty pevnosti	
fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>

Průřezové hodnoty	
γ <sub>2</sub> =	1
γ <sub>1</sub> =	0,222
a <sub>1</sub> =	20,332 mm
a <sub>2</sub> =	58,378 mm
Elef =	5,52476E+11 Nmm <sup>2</sup>

Napětí v betonu	
σ <sub>c1d</sub> =	1,597 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>m1d</sub> =	5,123 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>cd</sub> =	6,720 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
σ <sub>td</sub> =	3,526 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733

Napětí ve dřevě	
σ <sub>t2d</sub> =	9,71235
σ <sub>m2d</sub> =	10,6893
Posouzení (A)	0,63355 ≤ 1



Obrázek 68 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 35. minutě vystavení normovému požáru.

Tabulka 17 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 40. minutě vystavení normovému požáru.

40 minut

Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno

Zadané hodnoty	
Medfi =	5,4372 kNm
L nosníku	4700 mm
h1 =	25,08 mm
h2 =	125 mm
b1 =	1000 mm
b2 =	30 mm
A1 =	25080 mm <sup>2</sup>
A2 =	3750 mm <sup>2</sup>
Iy1 =	1314623,376 mm <sup>4</sup>
Iy2 =	4882812,5 mm <sup>4</sup>

Beton	
fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>

Dřevo	
fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
ft0k =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>

Spojovací prostředek	
Kser =	26827,5 N/mm
Ku =	17885 N/mm
s1 =	135,15 mm

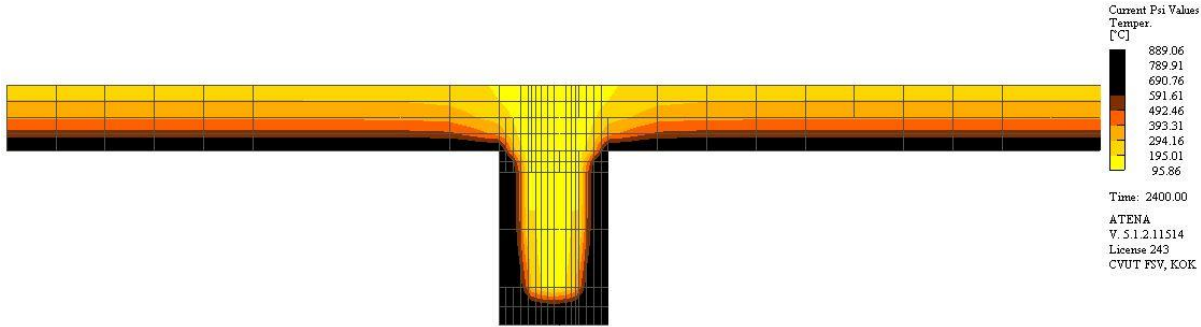
Návrhové hodnoty pevnosti	
fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>

Návrhové hodnoty pevnosti	
fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>

Průřezové hodnoty	
γ <sub>2</sub> =	1
γ <sub>1</sub> =	0,247
a <sub>1</sub> =	16,599 mm
a <sub>2</sub> =	58,441 mm
Elef =	4,07879E+11 Nmm <sup>2</sup>

Napětí v betonu	
σ <sub>c1d</sub> =	1,969 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>m1d</sub> =	6,018 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>cd</sub> =	7,987 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
σ <sub>td</sub> =	4,049 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733

Napětí ve dřevě	
σ <sub>t2d</sub> =	13,1698
σ <sub>m2d</sub> =	14,0844
Posouzení (A)	0,84918 ≤ 1



Obrázek 69 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 40. minutě vystavení normovému požáru.

Tabulka 18 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 42. minutě vystavení normovému požáru.

42 minut

Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno

Zadané hodnoty	
Medfi =	5,4372 kNm
L nosníku	4700 mm
h1 =	23,61 mm
h2 =	123,6 mm
b1 =	1000 mm
b2 =	27,2 mm
A1 =	23610 mm <sup>2</sup>
A2 =	3361,92 mm <sup>2</sup>
Iy1 =	1096747,657 mm <sup>4</sup>
Iy2 =	4279993,114 mm <sup>4</sup>

Beton	
fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>

Dřevo	
fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
ft0k =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>

Spojovací prostředek	
Kser =	26827,5 N/mm
Ku =	17885 N/mm
s1 =	135,15 mm

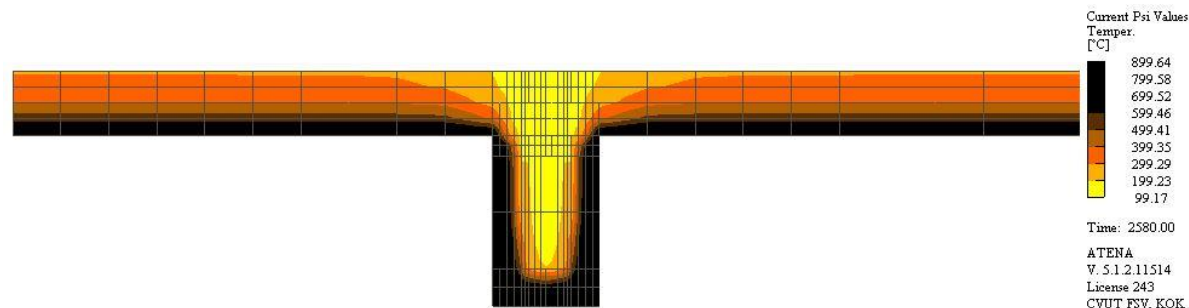
Návrhové hodnoty pevnosti	
fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>

Návrhové hodnoty pevnosti	
fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>

Průřezové hodnoty	
γ <sub>2</sub> =	1
γ <sub>1</sub> =	0,259
a <sub>1</sub> =	15,121 mm
a <sub>2</sub> =	58,484 mm
Elef =	3,56486E+11 Nmm <sup>2</sup>

Napětí v betonu	
σ <sub>c1d</sub> =	2,147 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>m1d</sub> =	6,482 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>cd</sub> =	8,629 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
σ <sub>td</sub> =	4,335 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733

Napětí ve dřevě	
σ <sub>t2d</sub> =	15,0794
σ <sub>m2d</sub> =	15,9344
Posouzení (A)	0,96767 ≤ 1



Obrázek 70 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 42. minutě vystavení normovému požáru.

Tabulka 19 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 43. minutě vystavení normovému požáru.

43 minut

Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno

Zadané hodnoty	
Medfi =	5,4372 kNm
L nosníku	4700 mm
h1 =	22,89 mm
h2 =	122,9 mm
b1 =	1000 mm
b2 =	25,8 mm
A1 =	22890 mm <sup>2</sup>
A2 =	3170,82 mm <sup>2</sup>
Iy1 =	999438,6308 mm <sup>4</sup>
Iy2 =	3991113,776 mm <sup>4</sup>

Beton	
fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>

Dřevo	
fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
ft0k =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>

Spojovací prostředek	
Kser =	26827,5 N/mm
Ku =	17885 N/mm
s1 =	135,15 mm

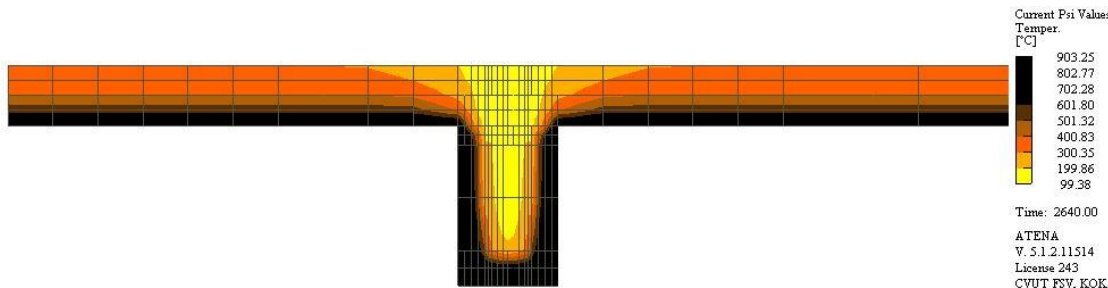
Návrhové hodnoty pevnosti	
fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>

Návrhové hodnoty pevnosti	
fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>

Průřezové hodnoty	
γ <sub>2</sub> =	1
γ <sub>1</sub> =	0,265
a1 =	14,384 mm
a2 =	58,511 mm
Elef =	3,32073E+11 Nmm <sup>2</sup>

Napětí v betonu	
σc1d =	2,243 N/mm <sup>2</sup>
σm1d =	6,746 N/mm <sup>2</sup>
σcd =	8,990 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
σtd =	4,503 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733

Napětí ve dřevě	
σt2d =	16,1954
σm2d =	17,009
Posouzení (A)	1,03676 ≤ 1



Z výpočtu je patrné, že průřez s tímto druhem spojení a při zatížení normovou teplotní křivkou, ve 43. minutě vystavení požáru již nesplňuje podmínky únosnosti.

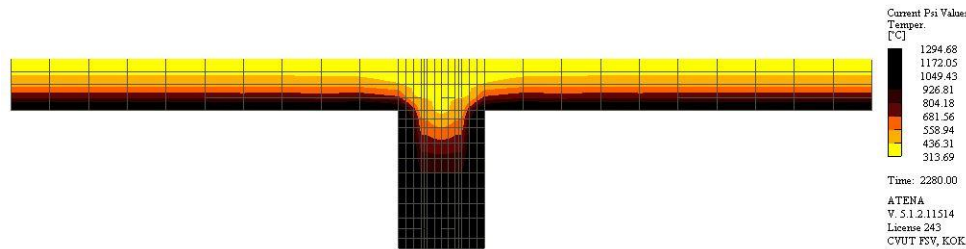
Obrázek 71 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 43. minutě vystavení normovému požáru.

Pro stručnost této práce je v dalších posouzeních uvedena pouze poslední minuta, kdy jednotlivé průřezy ještě odolávají požárnímu zatížení. V následující vypočtené minutě již průřezy nevyhověly na podmínky únosnosti.

### 3.6.2 Průřez se spojem ze dvou ocelových šroubů zatížený parametrickou teplotní křivkou

Tabulka 20 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 38. minutě vystavení parametrickému požáru.

<b>38 minut</b>	<b>Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno</b>		
<b>Zadané hodnoty</b>			
Medfi =	5,4372 kNm	<b>Beton</b>	
L nosníku	4700 mm	fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
h1 =	9,21 mm	fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
h2 =	126,4 mm	Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>
b1 =	1000 mm		
b2 =	32,8 mm	<b>Návrhové hodnoty pevnosti</b>	
A1 =	9210 mm <sup>2</sup>	fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
A2 =	4145,92 mm <sup>2</sup>	fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>
ly1 =	65102,49675 mm <sup>4</sup>		
ly2 =	5519933,167 mm <sup>4</sup>		
<b>Průřezové hodnoty</b>			
γ <sub>2</sub> =	1	<b>Napětí v betonu</b>	
γ <sub>1</sub> =	0,472	σ <sub>c1d</sub> =	6,089 N/mm <sup>2</sup>
a <sub>1</sub> =	20,971 mm	σ <sub>m1d</sub> =	2,833 N/mm <sup>2</sup>
a <sub>2</sub> =	46,834 mm	σ <sub>cd</sub> =	8,922 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
Elef =	3,18224E+11 Nmm <sup>2</sup>	σ <sub>td</sub> =	-3,257 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733
		<b>Návrhové hodnoty pevnosti</b>	
		fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
		ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Napětí ve dřevě</b>	
		σ <sub>2d</sub> =	13,5275
		σ <sub>m2d</sub> =	18,2547
		Posouzení (A)	0,96374 ≤ 1
		<b>Dřevo</b>	
		fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
		fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
		ft0k =	22,5 N/mm <sup>2</sup>
		E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Spojovací prostředek</b>	
		Kser =	26827,5 N/mm
		Ku =	17885 N/mm
		s1 =	135,15 mm



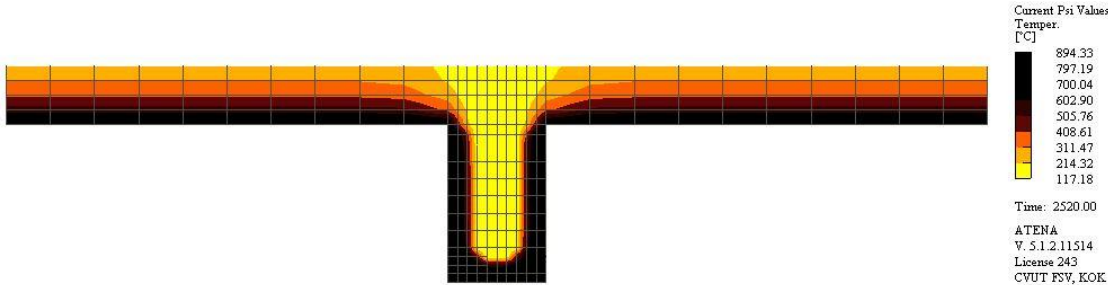
Průřez se spojem ze dvou ocelových šroubů ztratí svoji únosnost vzápětí po uplynutí 38. minuty vystavení požáru, charakterizovaným parametrickou teplotní křivkou.

Obrázek 72 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 38. minutě vystavení parametrickému požáru.

3.6.3 Průřez s kolíkovým spojem z betonářské oceli zatížený normovou teplotní křivkou

Tabulka 21 Posouzení únosnosti průřezu s ocelovým kolíkem v 42. minutě vystavení normovému požáru.

<b>42 minut</b>	<b>Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno</b>		
<b>Zadané hodnoty</b>			
Medfi =	5,4372 kNm		
L nosníku	4700 mm		
h1 =	23,61 mm		
h2 =	123,6 mm		
b1 =	1000 mm		
b2 =	27,2 mm		
A1 =	23610 mm <sup>2</sup>		
A2 =	3361,92 mm <sup>2</sup>		
Iy1 =	1096747,657 mm <sup>4</sup>		
Iy2 =	4279993,114 mm <sup>4</sup>		
<b>Průřezové hodnoty</b>			
γ <sub>2</sub> =	1		
γ <sub>1</sub> =	0,447		
a <sub>1</sub> =	9,584 mm		
a <sub>2</sub> =	64,021 mm		
Elef =	3,79651E+11 Nmm <sup>2</sup>		
<b>Beton</b>		<b>Dřevo</b>	
f <sub>ck</sub> =	68,3 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>mk</sub> =	36 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ctm</sub> =	7,1 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>vk</sub> =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
E <sub>cm</sub> =	36000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>t0k</sub> =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
		E <sub>0,mean,fi</sub> =	16905 N/mm <sup>2</sup>
<b>Návrhové hodnoty pevnosti</b>		<b>Návrhové hodnoty pevnosti</b>	
f <sub>cd,fi</sub> =	45,533 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>md,fi</sub> =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ctmd,fi</sub> =	4,733 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>t0d,fi</sub> =	25,875 N/mm <sup>2</sup>
<b>Napětí v betonu</b>		<b>Napětí ve dřevě</b>	
σ <sub>c1d</sub> =	2,207 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>t2d</sub> =	15,5
σ <sub>m1d</sub> =	6,086 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>m2d</sub> =	14,9622
σ <sub>cd</sub> =	8,293 N/mm <sup>2</sup> ≤ f <sub>cd,fi</sub> = 45,533	Posouzení (A)	0,96044 ≤ 1
σ <sub>td</sub> =	3,879 N/mm <sup>2</sup> ≤ f <sub>ctmd,fi</sub> = 4,733		
<b>Spojovací prostředek</b>			
		K <sub>ser</sub> =	36750 N/mm
		K <sub>u</sub> =	24500 N/mm
		s <sub>1</sub> =	80 mm



Průřez s kolíkovým spojem z betonářské oceli ztratí svoji únosnost vzápětí po uplynutí 42. minuty vystavení požáru, charakterizovaným normovou teplotní křivkou.

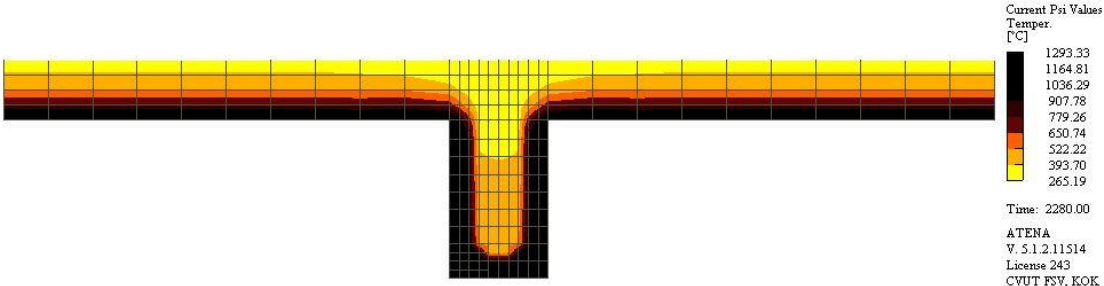
Obrázek 73 Průběh teploty v průřezu s ocelovým kolíkem v 42. minutě vystavení normovému požáru.



3.6.4 Průřez s kolíkovým spojem z betonářské oceli zatížený parametrickou teplotní křivkou

Tabulka 22 Posouzení únosnosti průřezu s ocelovým kolíkem v 38. minutě vystavení parametrickému požáru.

<b>38 minut</b>	Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno		
<b>Zadané hodnoty</b>			
Medfi =	5,4372 kNm	<b>Beton</b>	
L nosníku	4700 mm	fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
h1 =	9,22 mm	fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
h2 =	126,4 mm	Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>
b1 =	1000 mm		
b2 =	32,8 mm	<b>Návrhové hodnoty pevnosti</b>	
A1 =	9220 mm <sup>2</sup>	fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
A2 =	4145,92 mm <sup>2</sup>	fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>
Iy1 =	65314,78733 mm <sup>4</sup>		
Iy2 =	5519933,167 mm <sup>4</sup>		
<b>Průřezové hodnoty</b>			
γ <sub>2</sub> =	1	<b>Napětí v betonu</b>	
γ <sub>1</sub> =	0,674	σ <sub>c1d</sub> =	6,257 N/mm <sup>2</sup>
a <sub>1</sub> =	16,177 mm	σ <sub>m1d</sub> =	2,646 N/mm <sup>2</sup>
a <sub>2</sub> =	51,633 mm	σ <sub>cd</sub> =	8,903 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
Elef =	3,41057E+11 Nmm <sup>2</sup>	σ <sub>td</sub> =	-3,611 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733
		<b>Napětí ve dřevě</b>	
		σ <sub>t2d</sub> =	13,9153
		σ <sub>m2d</sub> =	17,0326
		Posouzení (A)	0,9492 ≤ 1
		<b>Dřevo</b>	
		f <sub>mk</sub> =	36 N/mm <sup>2</sup>
		f <sub>vk</sub> =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
		f <sub>t0k</sub> =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
		E <sub>0,mean,fi</sub> =	16905 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Spojovací prostředek</b>	
		K <sub>ser</sub> =	36750 N/mm
		K <sub>u</sub> =	24500 N/mm
		s <sub>1</sub> =	80 mm



Obrázek 74 Průběh teploty v průřezu s ocelovým kolíkem v 38. minutě vystavení parametrickému požáru.

Průřez s kolíkovým spojem z betonářské oceli ztratí svoji únosnost vzápětí po uplynutí 38. minuty vystavení požáru, charakterizovaným parametrickou teplotní křivkou.

### 3.6.5 Průřez se spojem s deskou z lepené překližky zatížený normovou teplotní křivkou

Tabulka 23 Posouzení únosnosti průřezu s lepenou překližkou v 42. minutě vystavení normovému požáru.

42 minut

Působení betonu s teplotou vyšší jak 500°C není uvažováno

Zadané hodnoty	
Medfi =	5,4372 kNm
L nosníku	4700 mm
h1 =	23,58 mm
h2 =	123,6 mm
b1 =	1000 mm
b2 =	27,2 mm
A1 =	23580 mm <sup>2</sup>
A2 =	3361,92 mm <sup>2</sup>
Iy1 =	1092572,226 mm <sup>4</sup>
Iy2 =	4279993,114 mm <sup>4</sup>

Beton	
fck =	68,3 N/mm <sup>2</sup>
fctm =	7,1 N/mm <sup>2</sup>
Ecm =	36000 N/mm <sup>2</sup>

Návrhové hodnoty pevnosti	
fcd,fi =	45,533 N/mm <sup>2</sup>
fctmd,fi =	4,733 N/mm <sup>2</sup>

Dřevo	
fmk =	36 N/mm <sup>2</sup>
fvk =	3,8 N/mm <sup>2</sup>
ft0k =	22,5 N/mm <sup>3</sup>
E0,mean,fi =	16905 N/mm <sup>2</sup>

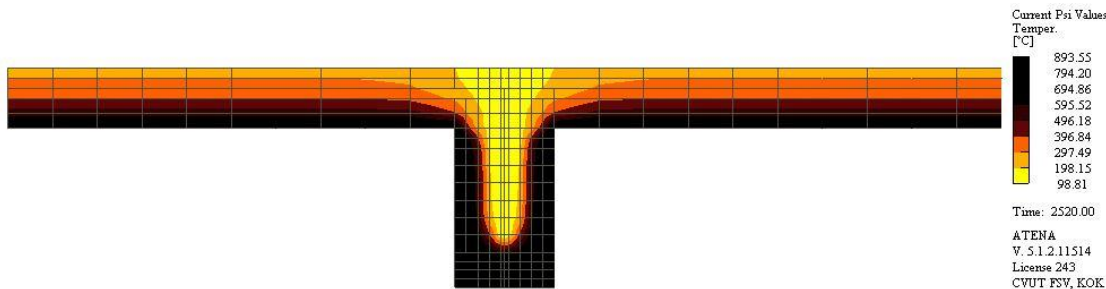
Spojovací prostředek	
Kser =	4023200 N/mm
Ku =	2682133 N/mm
s1 =	100 mm

Návrhové hodnoty pevnosti	
fmd,fi =	41,400 N/mm <sup>2</sup>
ft0d,fi =	25,875 N/mm <sup>2</sup>

Průřezové hodnoty	
γ <sub>2</sub> =	1
γ <sub>1</sub> =	0,986
a1 =	4,679 mm
a2 =	68,911 mm
E <sub>lef</sub> =	3,99897E+11 Nmm <sup>2</sup>

Napětí v betonu	
σ <sub>c1d</sub> =	2,258 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>m1d</sub> =	5,771 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>cd</sub> =	8,029 N/mm <sup>2</sup> ≤ fcd,fi = 45,533
σ <sub>td</sub> =	3,513 N/mm <sup>2</sup> ≤ fctmd,fi = 4,733

Napětí ve dřevě	
σ <sub>t2d</sub> =	15,8391
σ <sub>m2d</sub> =	14,2047
Posouzení (A)	0,95525 ≤ 1

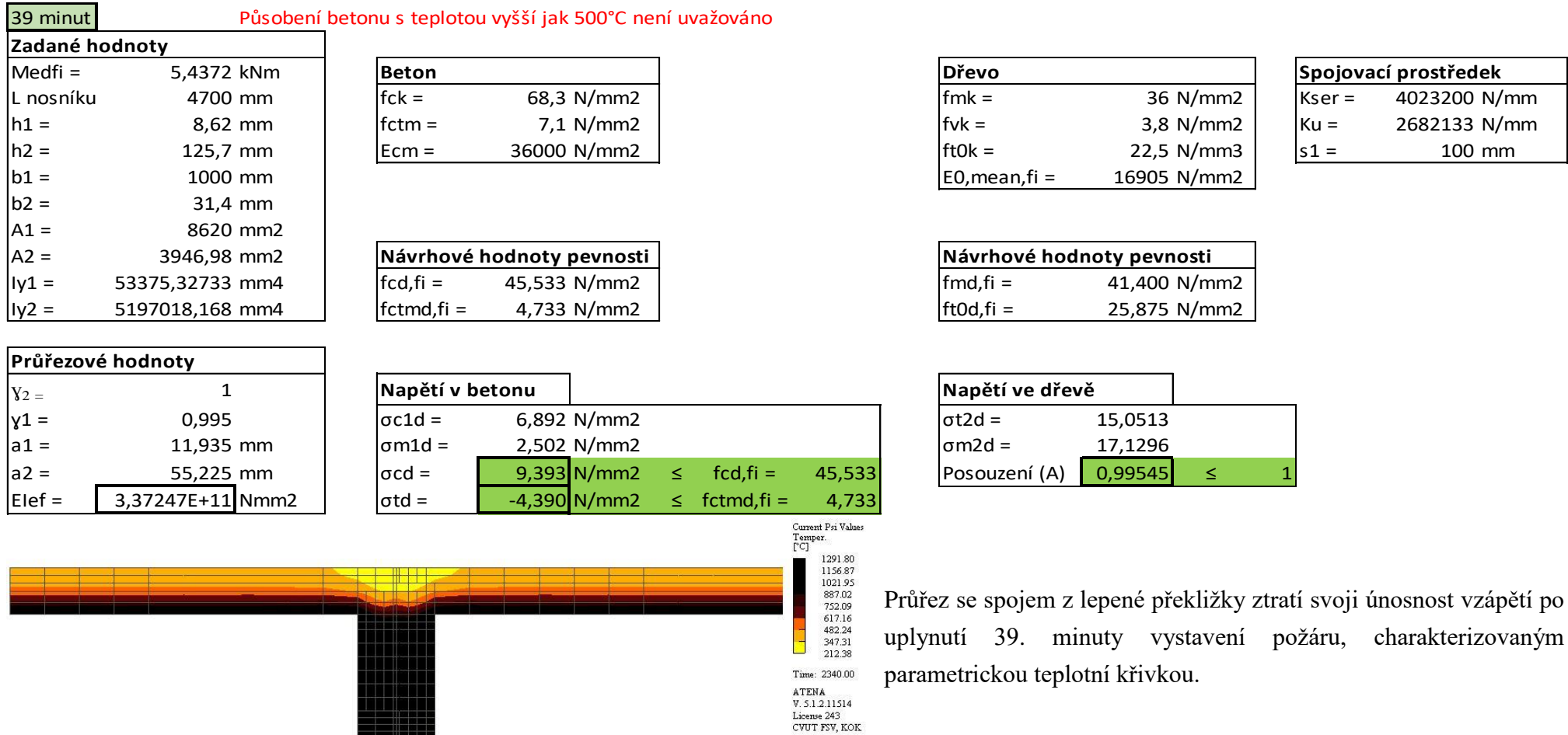


Obrázek 75 Průběh teploty v průřezu s lepenou překližkou v 42. minutě vystavení normovému požáru.

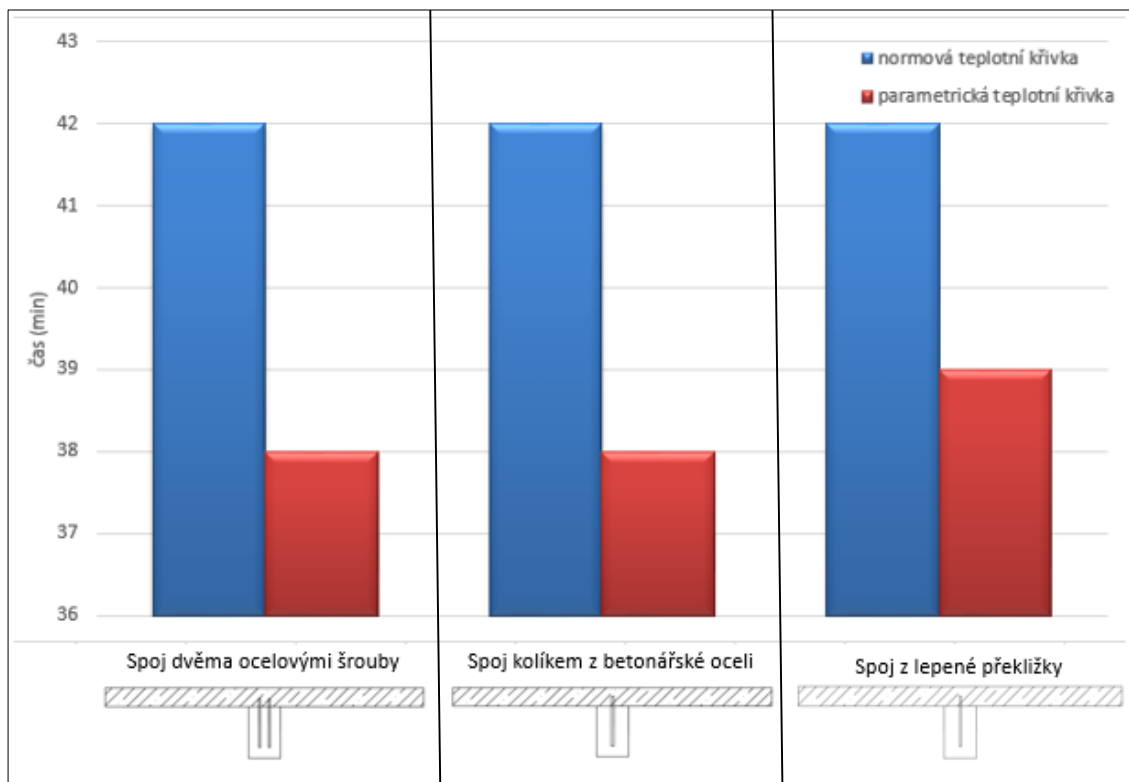
Průřez se spojem z lepené překližky ztratí svoji únosnost vzápětí po uplynutí 42. minuty vystavení požáru, charakterizovaným normovou teplotní křivkou.

### 3.6.6 Průřez se spojem s deskou z lepené překližky zatížený parametrickou teplotní křivkou

Tabulka 24 Posouzení únosnosti průřezu s lepenou překližkou v 39. minutě vystavení parametrickému požáru.



Obrázek 76 Průběh teploty v průřezu s lepenou překližkou v 39. minutě vystavení parametrickému požáru.



Obrázek 77 Graf porovnávající dobu únosnosti průřezu s různými druhy spojů podle druhu zatížení teplotní křivkou.

Při zatížení průřezu normovou teplotní křivkou, která má hodnotu maximální teploty 903°C v čase 45 minut vystavení požáru, dosahuje konstrukce maximální únosnosti dle provedených výpočtů ve všech případech v čase 42 minut. Při zatížení parametrickou teplotní křivkou, kde je maximální teplota 1298°C v čase 45 minut vystavení požáru, dosahuje konstrukce maximální únosnosti ve dvou variantách v čase 38 minut a ve variantě spoje z desky z lepené překližky v čase 39 minut.

V případě zatížení normovou teplotní křivkou se dá usuzovat, že použitý druh spojovacího prostředku nemá na únosnost spřaženého průřezu za požáru, při posuzování dle norem, žádný vliv. V případě druhém, kdy byla pro charakteristiku požáru použita parametrická teplotní křivka, se však výsledky liší. Při použití spoje z dřevěné lepené překližky byla únosnost stanovena o minutu vyšší oproti ostatním druhům spojení. Lze tedy říci, že čím je vyšší modul prokluzu spojovacího prostředku  $k_{ser}$ , tím je větší hodnota součinitele poddajnosti spřažení  $\gamma_1$ , což má za následek větší ohybovou tuhost a tím i celkovou únosnost spřaženého průřezu za požáru stejně jako za běžné teploty.

### 3.7 Redukce modulu prokluzu $k_{ser}$

Posuzování průřezu na účinky požáru s různými druhy spojů bylo provedeno dle platných norem, kde se zanedbává vliv měnící se teploty spojovacího prostředku a stěny otvoru a hodnota modulu prokluzu  $k_{ser}$  se uvažuje stejná jako za běžné teploty. Pokud by se uvažovaly materiálové změny dřeva vlivem měnící se teploty, změnila by se pravděpodobně celková únosnost spřaženého dřevo-betonového průřezu z důvodu snižujících se hodnot odolnosti spojení.

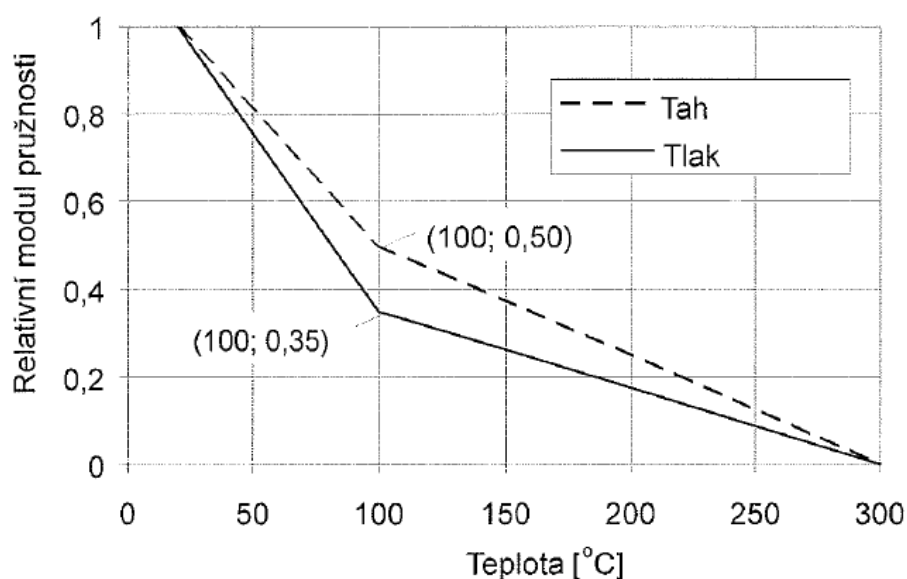
Vzhledem k tomu, že při vzrůstající teplotě klesá hustota a modul pružnosti dřevěného materiálu, mění se i pevnost stěny otvoru v dřevěném trámu obklopující spojovací prostředek, což ovlivňuje samotnou odolnost spoje  $f_{hd}$ :

$$f_{hd} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_{dřeva}$$

Není jasné do jaké vzdálenosti od povrchu spoje mají měnící se vlastnosti dřeva při vzrůstající teplotě přímý vliv na jeho odolnost. Z toho důvodu se v tomto případě v následujících výpočtech zohledňuje pouze hodnota teploty na styku povrchu stěny otvoru se spojovacím prostředkem. Pro větší přesnost výsledků by tato problematika měla být detailněji řešena výzkumem mimo obsah této diplomové práce.

Při vzrůstající teplotě klesá také modul pružnosti dřeva (Obrázek 78). Při dosažení teploty rovné a vyšší 300°C je modul pružnosti nulový, tím je nulová i únosnost spoje a spřaženého dřevo-betonového průřezu jako celku. Změna modulu pružnosti dřeva  $E_{0,mean}$  se zahrnuje do výpočtu modulu prokluzu spoje  $k_{ser}$ :

$$k_{ser} = 0,125dE_{0,mean}$$



Obrázek 78 Účinek teploty na modul pružnosti rovnoběžně s vlákny u dřeva. (16)

Z tepelné analýzy průřezů byla použita naměřená teplota na povrchu spojovacích prostředků pro dobu vystavení požáru 10 minut a následně pro každých 5 minut až do doby 45 minut. Podle těchto teplot byla stanovena hodnota relativního modulu pružnosti dřeva odečtená z grafu (Obrázek 78), kterou byla vynásobena hodnota modulu pružnosti dřeva za běžné teploty. S takto upravenou hodnotou  $E_{0,mean}$  měněnou v závislosti na teplotě byl následně vypočten modul prokluzu  $k_{ser}$  jednotlivých spojů v daných časech pomocí tohoto vzorce:

$$k_{ser} = 0,125dE_{0,mean}$$

V případě spoje z dřevěné lepené překližky, kde se ke stanovení hodnoty modulu prokluzu  $k_{ser}$  počítá se smykovým modulem  $G$  spojovacího prostředku, byla tato hodnota upravována v závislosti na změně modulu pružnosti dřevěné překližky vlivem teploty v odpovídajícím poměru.

Výpočet modulu prokluzu  $k_{ser}$  pro tento druh spoje byl vypočten pomocí těchto vzorců:

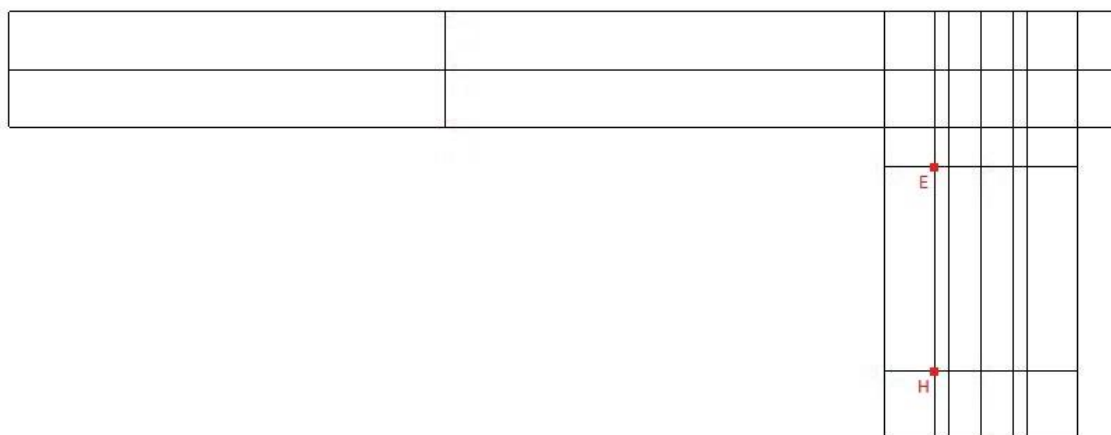
$$\Delta x = \frac{V_{Ed} \times a}{G \times S} [mm]$$

$$K_{ser} = V_{Ed}/\Delta x [N/mm]$$

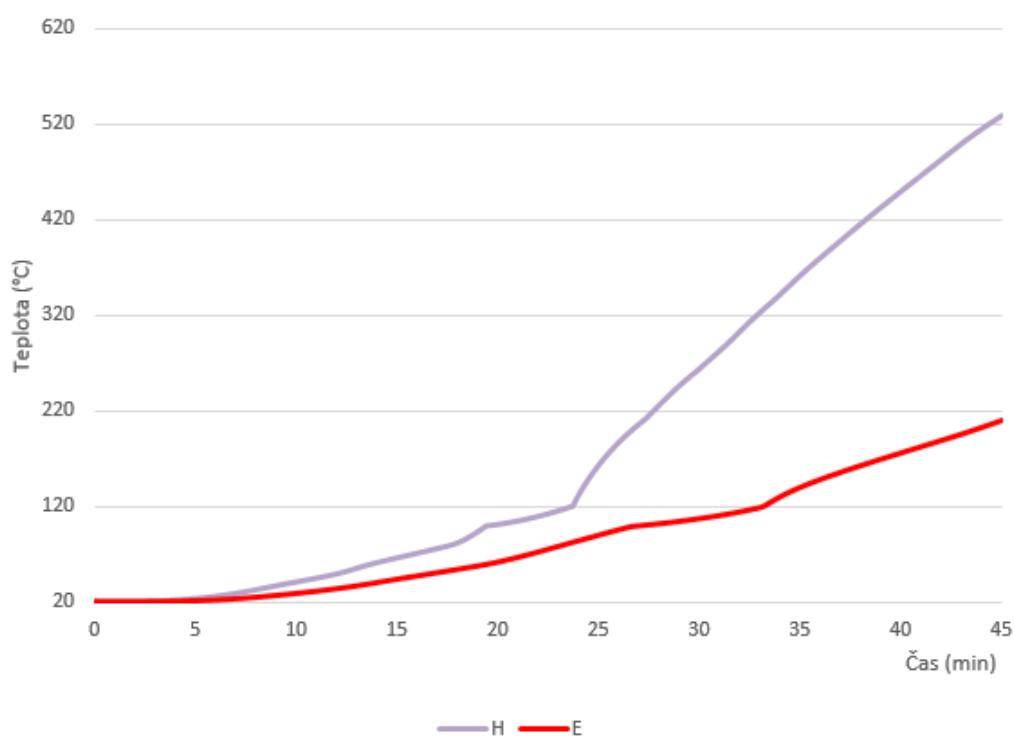
Ztráta únosnosti spoje byla brána v čase, kdy na jakékoliv části povrchu stěny otvoru pro spojovací prostředek vznikne teplota rovna nebo vyšší 300°C a tím je hodnota modulu pružnosti dřevěného trámu rovna nule. Je tedy předpokládáno, že se v tu dobu začnou jednotlivé prvky spřaženého průřezu chovat jako samostatné celky, vymizí veškeré výhody spřažení a následně dojde ke ztrátě únosnosti celé konstrukce.

Stanovení přesných hodnot a časů, kdy spojovací prostředek ve spřažené konstrukci skutečně ztrácí svoji funkci a průřez se tím přestává chovat jako spřažená konstrukce a ztrácí svoji únosnost, by mělo být v ideálním případě stanoveno experimentálně.

### 3.7.1 Redukce $k_{ser}$ spoje ze dvou ocelových šroubů zatíženého normovou teplotní křivkou



Obrázek 79 Body monitorující teplotu na povrchu ocelového šroubu při teplotní analýze.



Obrázek 80 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu ocelového šroubu při zatížení normovou teplotní křivkou.

Tabulka 25 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu  $k_{ser}$  dvou ocelových šroubů v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného normové teplotní křivce.

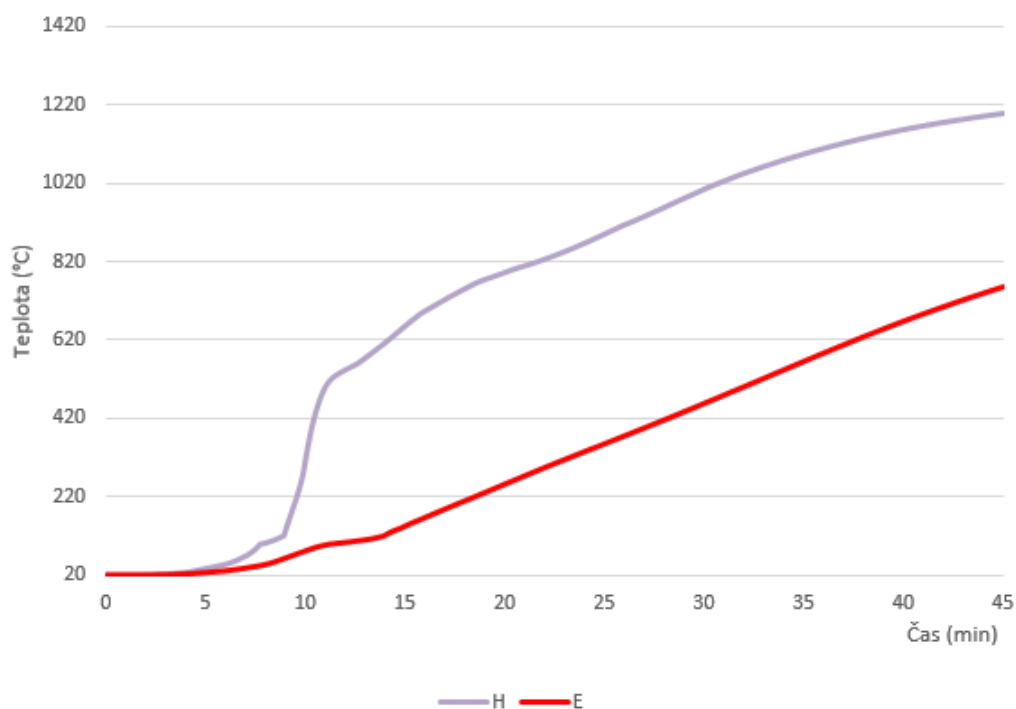
čas (min)	(°C) bod	(°C) bod	relativní modul pružnosti bod E	relativní modul pružnosti bod H	E0mean (N/mm <sup>2</sup> ) bod E	E0mean (N/mm <sup>2</sup> ) bod H	kser (N/mm) bod E	kser (N/mm) bod H
0	20	20	1	1	14700	14700	26827,5	26827,5
10	28,72	40,62	0,98	0,92	14406	13524	26290,95	24681,3
15	43,70	65,84	0,91	0,77	13377	11319	24413,025	20657,175
20	61,76	100,83	0,79	0,5	11613	7350	21193,725	13413,75
25	90,06	163,32	0,55	0,37	8085	5439	14755,125	9926,175
30	107,46	264,22	0,47	0,12	6909	1764	12608,925	3219,3
35	140,44	361,87	0,38	0,00	5586	0	10194,45	0
40	176,68	449,96	0,31	0,00	4557	0	8316,525	0
45	210,89	529,22	0,22	0,00	3234	0	5902,05	0

V tomto případě dosahuje teplota dřevěného prvku více jak 300°C po 30. minutě vystavení požáru na spodním okraji spojovacího prvku. Při této teplotě je modul pružnosti dřeva nulový a z toho vyplývá, že spoj ztrácí svoji funkci. Při výpočtu dle norem byla únosnost průřezu s tímto druhem spojení a teplotní křivky vypočtena na dobu 42 minut.



### 3.7.2 Redukce $k_{ser}$ spoje ze dvou ocelových šroubů zatíženého parametrickou teplotní křivkou

Umístění monitorovacích bodů a jejich označení je shodné jako při zatížení normovou teplotní křivkou (Obrázek 79).



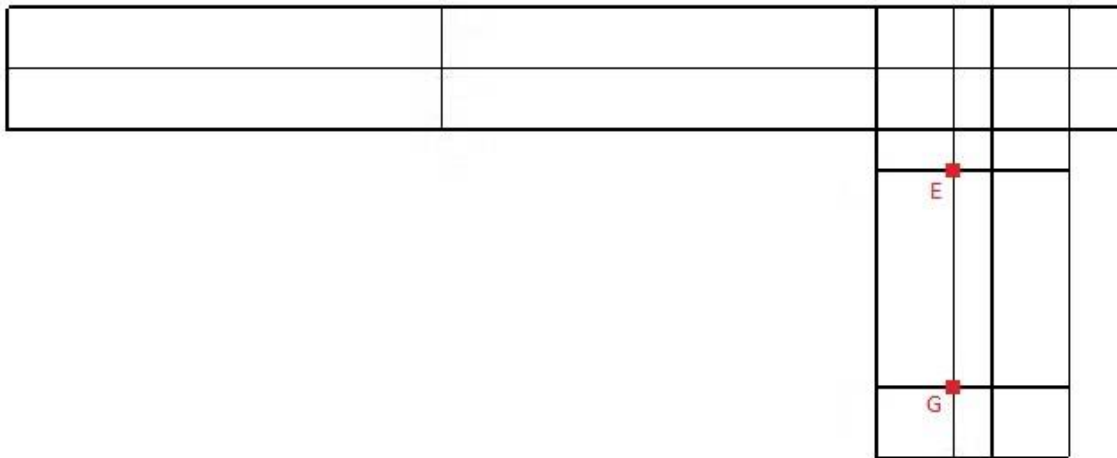
Obrázek 81 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu ocelového šroubu při zatížení parametrickou teplotní křivkou.

Tabulka 26 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu  $k_{ser}$  dvou ocelových šroubů v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného parametrické teplotní křivce.

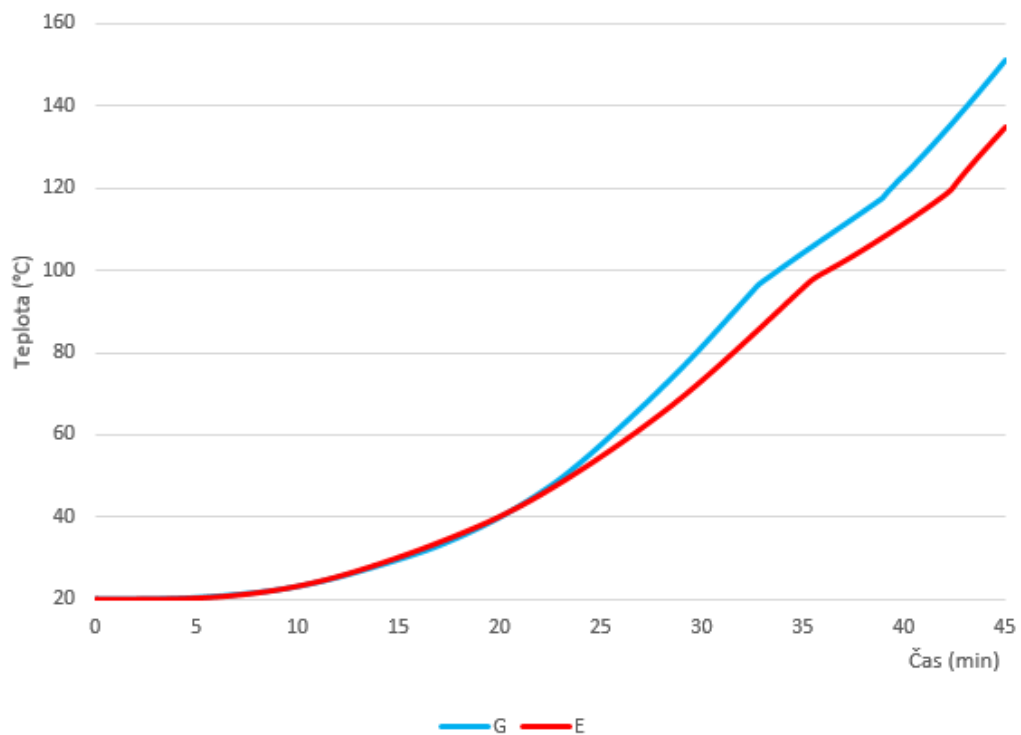
čas (min)	(°C) bod	(°C) bod	relativní modul pružnosti bod E	relativní modul pružnosti bod H	E0mean (N/mm <sup>2</sup> ) bod E	E0mean (N/mm <sup>2</sup> ) bod H	kser (N/mm) bod E	kser (N/mm) bod H
0	20	20	1	1	14700	14700	26827,5	26827,5
10	82,07	318,38	0,57	0,00	8379	0	15291,675	0
15	145,56	656,53	0,39	0,00	5733	0	10462,725	0
20	252,77	792,73	0,13	0,00	1911	0	3487,575	0
25	355,84	890,84	0,00	0,00	0	0	0	0
30	459,22	1005,54	0,00	0,00	0	0	0	0
35	566,64	1095,36	0,00	0,00	0	0	0	0
40	669,23	1157,43	0,00	0,00	0	0	0	0
45	757,02	1198,71	0,00	0,00	0	0	0	0

V tomto případě dosahuje teplota dřevěného prvku více jak 300°C již před 10. minutou vystavení požáru na spodním okraji spojovacího prvku. Při výpočtu dle norem byla únosnost průřezu s tímto druhem spojení a teplotní křivky vypočtena na dobu 38 minut.

### 3.7.3 Redukce $k_{ser}$ kolíkového spoje zatíženého normovou teplotní křivkou



Obrázek 82 Body monitorující teplotu na povrchu ocelového kolíku při teplotní analýze.



Obrázek 83 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu ocelového kolíku při zatížení normovou teplotní křivkou.

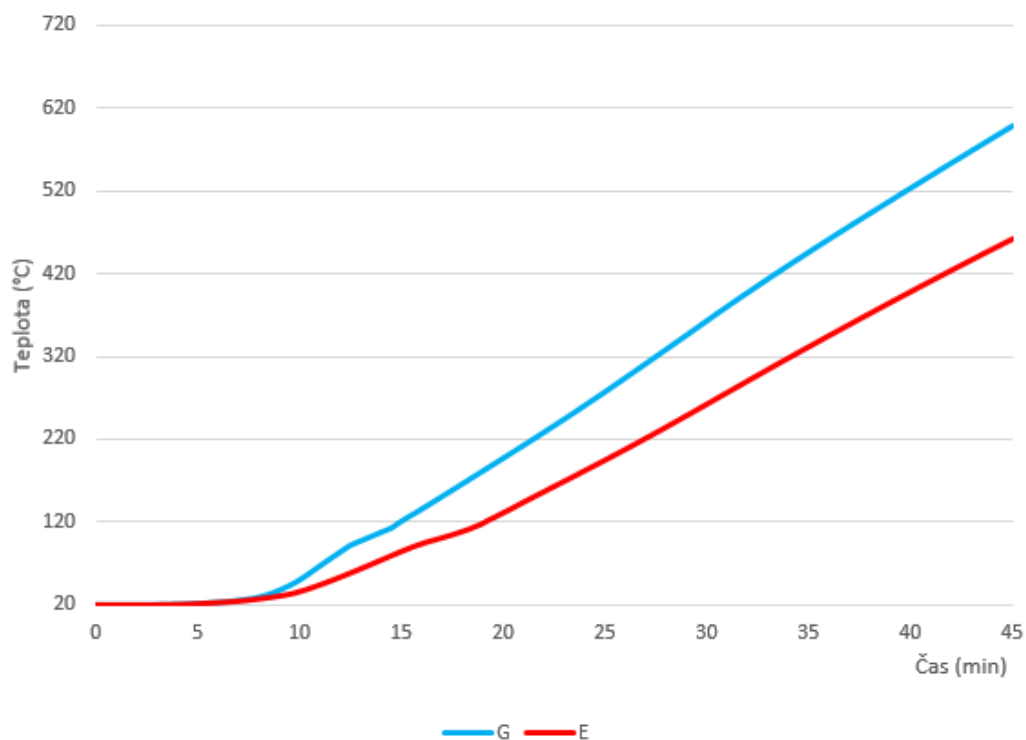
Tabulka 27 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu  $k_{ser}$  kolíkového spoje v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného normové teplotní křivce.

čas (min)	(°C) bod	(°C) bod	relativní modul pružnosti bod E	relativní modul pružnosti bod G	E0mean (N/mm <sup>2</sup> ) bod E	E0mean (N/mm <sup>2</sup> ) bod G	kser (N/mm) bod E	kser (N/mm) bod G
0	20	20	1	1	14700	14700	36750	36750
10	23,2	23,09	1	1	14700	14700	36750	36750
15	30,26	29,65	0,9	0,9	13230	13230	33075	33075
20	40,21	39,95	0,85	0,85	12495	12495	31237,5	31237,5
25	54,78	57,61	0,78	0,76	11466	11172	28665	27930
30	73,40	81,46	0,67	0,64	9849	9408	24622,5	23520
35	95,99	104,25	0,52	0,49	7644	7203	19110	18007,5
40	111,65	123,22	0,48	0,45	7056	6615	17640	16537,5
45	135,09	151,08	0,44	0,39	6468	5733	16170	14332,5

V tomto případě nedosahuje teplota dřevěného prvku více jak 300°C během 45 minut vystavení požáru. Při výpočtu dle norem byla únosnost průřezu s tímto druhem spojení a teplotní křivky stanovena na dobu 42 minut. Dle těchto výsledků lze předpokládat únosnost průřezu stanovenou normovým výpočtem.

### 3.7.4 Redukce $k_{ser}$ kolíkového spoje zatíženého parametrickou teplotní křivkou

Umístění monitorovacích bodů a jejich označení je shodné jako při zatížení normovou teplotní křivkou (Obrázek 82).



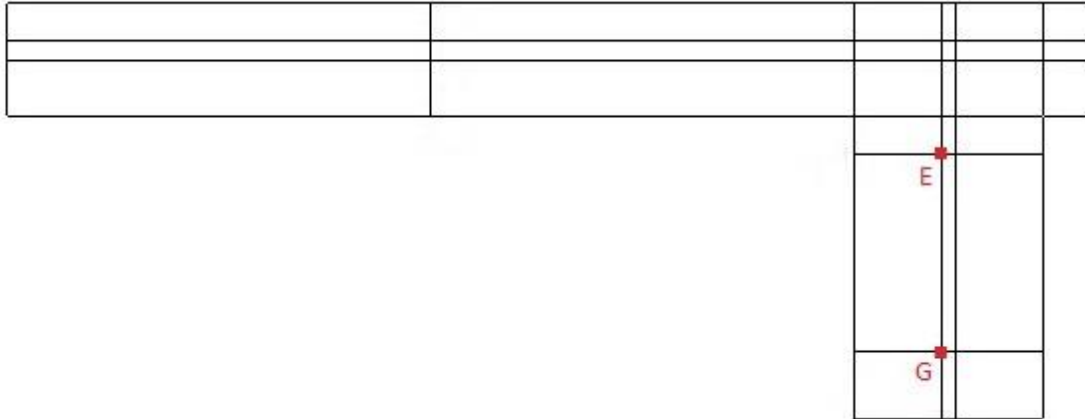
Obrázek 84 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu ocelového kolíku při zatížení parametrickou teplotní křivkou.

Tabulka 28 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu  $k_{ser}$  kolíkového spoje v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného parametrické teplotní křivce.

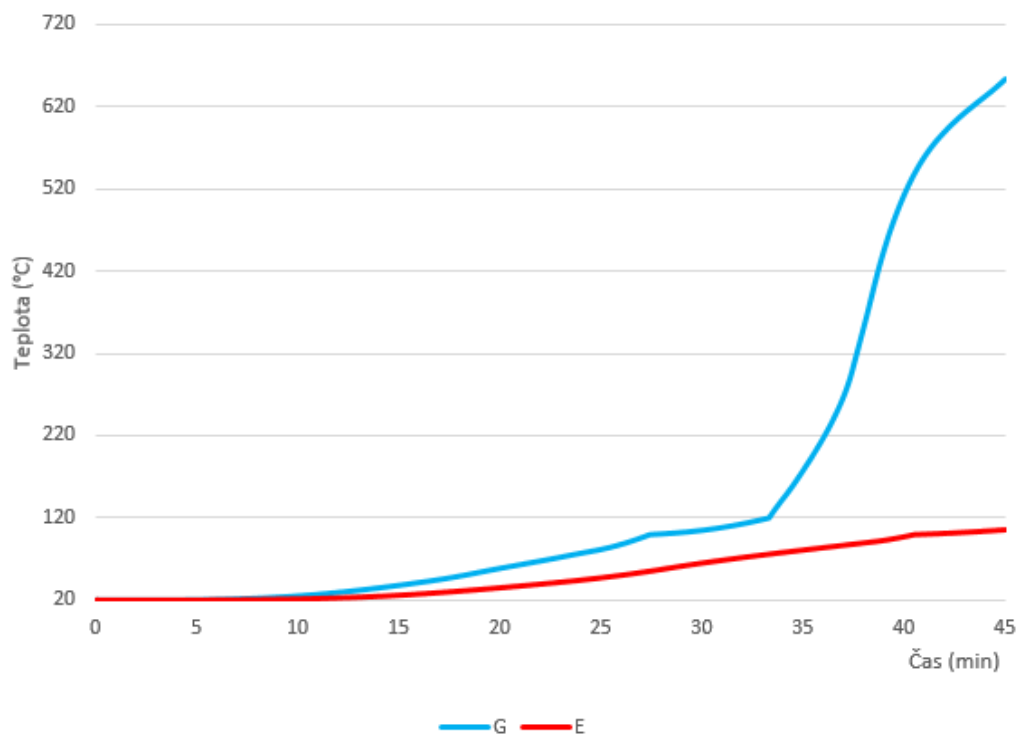
čas (min)	(°C) bod	(°C) bod	relativní modul pružnosti bod E	relativní modul pružnosti bod G	E0mean (N/mm <sup>2</sup> ) bod E	E0mean (N/mm <sup>2</sup> ) bod G	kser (N/mm) bod E	kser (N/mm) bod G
0	20	20	1	1	14700	14700	36750	36750
10	36,35	50,71	0,91	0,81	13377	11907	33442,5	29767,5
15	84,96	121,51	0,62	0,43	9114	6321	22785	15802,5
20	131,68	197,76	0,42	0,28	6174	4116	15435	10290
25	195,34	277,95	0,28	0,06	4116	882	10290	2205
30	262,94	363,77	0,13	0,00	1911	0	4777,5	0
35	332,17	446,55	0,00	0,00	0	0	0	0
40	398,64	523,89	0,00	0,00	0	0	0	0
45	462,35	598,89	0,00	0,00	0	0	0	0

V tomto případě dosahuje teplota dřevěného prvku více jak 300°C mezi 25. a 30. minutou vystavení požáru na spodním okraji spojovacího prvku. Při výpočtu dle norem byla únosnost průřezu s tímto druhem spojení a teplotní křivky vypočtena na dobu 38 minut.

### 3.7.5 Redukce $k_{ser}$ spoje z desky z lepené překližky zatíženého normovou teplotní křivkou



Obrázek 85 Body monitorující teplotu na povrchu dřevěné překližky při teplotní analýze.



Obrázek 86 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu překližky při zatížení normovou teplotní křivkou.

Tabulka 29 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu  $k_{ser}$  spoje z dřevěné překližky v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného normové teplotní křivce.

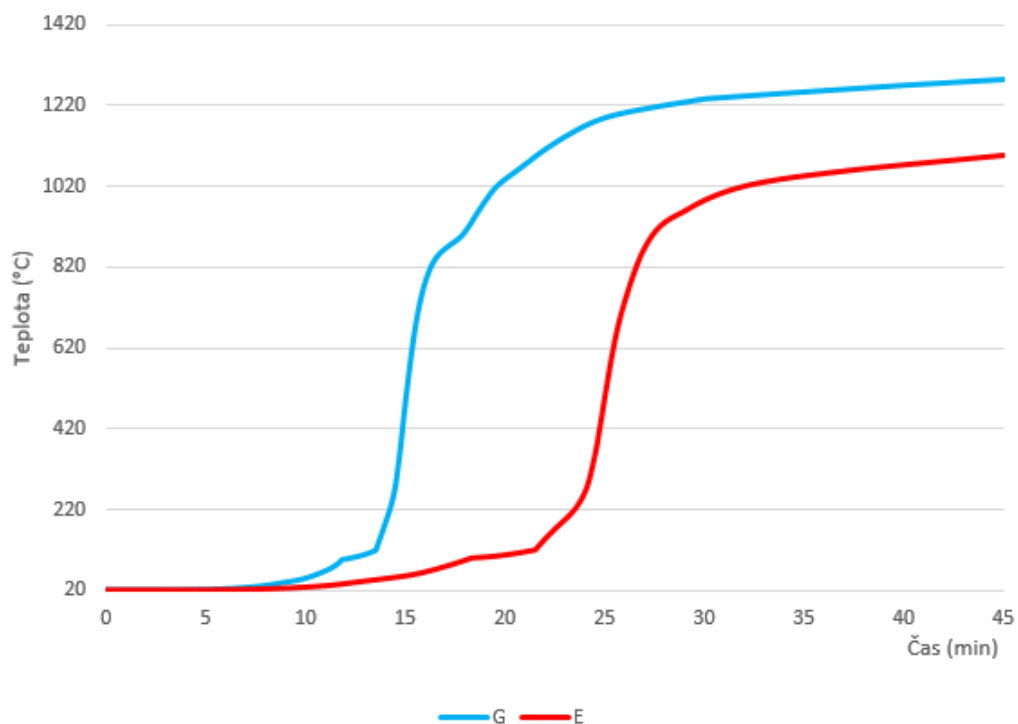
čas (min)	T (°C) bod E	T (°C) bod G	relativní modul pružnosti bod E	relativní modul pružnosti bod G	E0mean desky (N/mm <sup>2</sup> ) bod E	E0mean desky (N/mm <sup>2</sup> ) bod G	smykový modul desky (N/mm <sup>2</sup> ) bod E	smykový modul desky (N/mm <sup>2</sup> ) bod G	$\Delta x$ (mm) bod E	$\Delta x$ (mm) bod G	kser (N/mm) bod E	kser (N/mm) bod G
0	20	20	1	1	10000	10000	200	200	0,0025	0,0025	4000000	4000000
10	21,45	25,23	1	0,9	10000	9000	200	180	0,0025	0,0028	4000000	3600000
15	25,93	38,18	0,9	0,8	9000	8000	180	160	0,0028	0,0031	3600000	3200000
20	35,02	58,80	0,82	0,75	8200	7500	164	150	0,0031	0,0034	3280000	3000000
25	47,10	81,81	0,78	0,62	7800	6200	156	124	0,0032	0,0041	3120000	2480000
30	64,92	105,02	0,73	0,49	7300	4900	146	98	0,0034	0,0051	2920000	1960000
35	80,69	178,37	0,62	0,32	6200	3200	124	64	0,0041	0,0079	2480000	1280000
40	96,82	513,77	0,51	0,00	5100	0	102	0	0,0049	0,0000	2040000	0
45	105,19	653,60	0,49	0,00	4900	0	98	0	0,0051	0,0000	1960000	0

V tomto případě dosahuje teplota dřevěného prvku více jak 300°C mezi 35. a 40. minutou vystavení požáru na spodním okraji spojovacího prvku. Při výpočtu dle norem byla únosnost průřezu s tímto druhem spojení a teplotní křivky vypočtena na dobu 42 minut.



### 3.7.6 Redukce $k_{ser}$ spoje z desky z lepené překližky zatíženého parametrickou teplotní křivkou

Umístění monitorovacích bodů a jejich označení je shodné jako při zatížení normovou teplotní křivkou (Obrázek 85).




Obrázek 87 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu překližky při zatížení parametrickou teplotní křivkou.

Tabulka 30 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu  $k_{ser}$  spoje z dřevěné překližky v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného parametrické teplotní křivce.

čas (min)	T (°C) bod E	T (°C) bod G	relativní modul pružnosti bod E	relativní modul pružnosti bod G	E0mean desky (N/mm <sup>2</sup> ) bod E	E0mean desky (N/mm <sup>2</sup> ) bod G	smykový modul desky (N/mm <sup>2</sup> ) bod E	smykový modul desky (N/mm <sup>2</sup> ) bod G	$\Delta x$ (mm) bod E	$\Delta x$ (mm) bod G	kser (N/mm) bod E	kser (N/mm) bod G
0	20	20	1	1	10000	10000	200	200	0,0025	0,0025	4000000	4000000
10	27,18	49,61	0,9	0,81	9000	8100	180	162	0,0028	0,0031	3600000	3240000
15	55,02	492,33	0,8	0	8000	0	160	0	0,0031	0,0000	3200000	0
20	107,07	1038,51	0,47	0	4700	0	94	0	0,0054	0,0000	1880000	0
25	503,43	1190,15	0,00	0,00	0	0	0	0	0,0000	0,0000	0	0
30	986,57	1236,91	0,00	0,00	0	0	0	0	0,0000	0,0000	0	0
35	1046,69	1254,10	0,00	0,00	0	0	0	0	0,0000	0,0000	0	0
40	1074,14	1270,57	0,00	0,00	0	0	0	0	0,0000	0,0000	0	0
45	1097,57	1285,07	0,00	0,00	0	0	0	0	0,0000	0,0000	0	0




V tomto případě dosahuje teplota dřevěného prvku více jak 300°C mezi 10. a 15. minutou vystavení požáru na spodním okraji spojovacího prvku. Při výpočtu dle norem byla únosnost průřezu s tímto druhem spojení a teplotní křivky vypočtena na dobu 39 minut.

### 3.7.7 Porovnání výsledků

Teplotní křivka		Spoj dvěma ocelovými šrouby 	Spoj kolíkem z betonářské oceli 	Spoj z lepené překližky 
Normová	$K_{ser} = 0$ v čase:	31,9 min	více jak 45 min	37,5 min
Parametrická	$K_{ser} = 0$ v čase:	10 min	26,3 min	14,6 min

Obrázek 88 Porovnání druhů spojovacích prostředků z hlediska času, kdy dosáhne modul prokluzu  $k_{ser}$  hodnoty rovné nule.

Při porovnání výsledků je patrné, že z hlediska modulu prokluzu  $k_{ser}$  jednotlivých spojů, vychází nejvýhodněji při zatížení požárem použití spoje kolíkem z betonářské oceli. V obou případech, při použití různých teplotních křivek, měl tento spoj nejdelší dobu únosnosti. Oproti tomu spoj dvěma ocelovými šrouby měl dobu únosnosti v obou variantách požáru nejnižší. Tato skutečnost je přisuzována umístění spojovacího prostředku blíže k ohřívanému okraji dřevěného trámu, což způsobí rychlejší ohřev spoje a tím i jeho dřívější selhání, na rozdíl od ostatních druhů spojů.

Teplotní křivka		Spoj dvěma ocelovými šrouby	Spoj kolíkem z betonářské oceli	Spoj z lepené překližky
				
Normová	$K_{ser} = 0$ v čase:	31,9 min	více jak 45 min	37,5 min
Parametrická	$K_{ser} = 0$ v čase:	10 min	26,3 min	14,6 min
<b>Posouzení únosnosti průřezu na účinky požáru dle norem</b>				
Normová	doba únosnosti průřezu	42 min	42 min	42 min
Parametrická	doba únosnosti průřezu	38 min	38 min	39 min

Obrázek 89 Porovnání průřezů s různými druhy spojovacích prostředků po redukci modulu prokluzu s posouzením dle norem z hlediska doby únosnosti.

V porovnání únosnosti průřezů při výpočtu dle norem bez uvažování redukce hodnoty modulu prokluzu  $k_{ser}$  s únosností průřezů po jeho redukci, je viditelné že pokud by se ve výpočtech uvažovalo s materiálovými změnami dřeva, byla by únosnost spřaženého průřezu ve většině případů znatelně nižší.

Po zprůměrování výsledků z obou výpočetních variant se dá jako nejvhodnější spojovací systém z vybraných druhů spojů pro spřaženou dřevo-betonovou konstrukci zatíženou požárem, stanovit spoj kolíkem z betonářské oceli.

## 4 Závěr

Tato práce se zabývala především posouzením dřevo-betonové spřažené trémové stropní konstrukce za běžné teploty a na účinky požáru, charakterizovaným dvěma různými teplotními křivkami. Pro tuto konstrukci byly zvoleny tři různé druhy spojovacích prostředků, na kterých bylo zkoumáno, zda má druh použitého spoje vliv na únosnost spřaženého průřezu vystaveného požáru. Byly proto vypočteny teplotní analýzy programem Atena a výsledné hodnoty byly použity při posuzování. Posouzení únosnosti bylo prováděno postupem dle normy ČSN EN 1995-1-1, které stanovilo výslednou dobu únosnosti průřezů s jednotlivými druhy spojovacích prostředků, pro zatížení danou teplotní křivkou. Závěrem byl proveden výpočet únosnosti průřezů se zahrnutím redukce modulu prokluzu spojovacího prostředku v závislosti na materiálových změnách dřeva vystaveného požáru.

Výsledkem jednotlivých posouzení bylo zjištění, že únosnost průřezu je při posuzování postupem určeným normou ovlivňována použitým spojovacím prostředkem jak za běžné teploty, tak za požáru. Použitý spoj ovlivňuje ohybovou tuhost průřezu, která stanovuje jeho výslednou únosnost. Při posuzování na účinky požáru charakterizovaným normovou teplotní křivkou, nebyl vliv použitého spoje na dobu únosnosti průřezu prokázán. Naopak při zatížení parametrickou teplotní křivkou, kdy dochází k větším změnám teploty, bylo zjištěno, že čím je vyšší ohybová tuhost průřezu ovlivněná druhem spojovacího systému, tím se zvýší jeho doba únosnosti. Naměřené rozdíly únosností jednotlivých variant však nebyly v tomto případě příliš vysoké.

Při posuzování s ohledem na materiálové změny dřeva vlivem teploty přímo ovlivňující spolehlivost spojovacího prostředku bylo prokázáno selhání spojení spřaženého průřezu v kratších časových intervalech oproti vypočteným dobám únosnosti průřezu dle norem. Pro takto posuzované selhání odolnosti spojů byly mezi jednotlivými druhy spojení vypočteny větší časové rozdíly výrazněji rozlišující jejich výhodnost použití při požáru. Zda skutečně ve vypočtených časech dojde ke ztrátě funkce spojovacího prostředku a s tím souvisejícímu selhání konstrukce, by bylo zapotřebí prokázat experimentálně. Nelze tedy s určitostí říci, že při ztrátě odolnosti spojení na spodním okraji spojovacího prostředku stanovené výpočtem, dochází ve skutečnosti i k okamžité ztrátě únosnosti spřažené konstrukce.

## Seznam obrázků

Obrázek 1: Typická skladba nosíkového typu dřevo-betonové kompozitní konstrukce. (1).....	1
Obrázek 2 Příklady spojovacích systémů dřevo-beton. (a1) Hřebíky, (a2) kolíky z betonářské vlepované oceli, (a3, a4) vruty, (b1) vkládané hmoždíky, (b2) zalisované hmoždíky, (b3) ocelové trubky, (b4) kovové desky s prolisovanými trny, (c1) kruhové otvory ve dřevě a spojovací prostředky zabraňující nadzdvížení, (c2) pravoúhlé zářezy se spojovacími prostředky, (c3) zapuštění s předpjatými ocelovými pruty, (c4) deska z dřevěných fošen s ocelovými smykovými destičkami, (d1) ocelová příhradovina spojená s dřevěným nosníkem lepením, (d2) ocelový plech vlepovaný do dřevěného nosníku. (3) .....	4
Obrázek 3: Změna dřeva v průřezu konstrukčního prvku při požáru. (4) .....	6
Obrázek 4: Vztah mezi hustotou a mírou zuhelnatění dřeva RC. (4).....	6
Obrázek 5: Teplota pod vrstvou pyrolýzy dřeva, které je vystaveno požáru dle nominální normové teplotní křivky. (4) .....	7
Obrázek 6 Model pracovního diagramu betonu v tlaku při zvýšených teplotách. (6)....	10
Obrázek 7 Zmenšení průřezu dřevěného trámu vlivem odhořívání dřevní hmoty. (foto Ing. Lukáš Blesák, Ph.D.) .....	12
Obrázek 8 Dřevo-betonová stropní konstrukce vystavená požáru (10).....	13
Obrázek 9 Příčný řez zkoušené dřevo-betonové spřažené konstrukce. (11) .....	14
Obrázek 10 statické schéma dřevo-betonového stropního nosníku. (foto autor) .....	17
Obrázek 11 Dřevo-betonová konstrukce spojena dvěma ocelovými vlákny. (foto autor) .....	17
Obrázek 12 Dřevo-betonová konstrukce spojena dvěma ocelovými vlákny. (foto autor) .....	24
Obrázek 13 Dřevo-betonová konstrukce spojena kolíkem z betonářské vlepované oceli. (foto autor) .....	27
Obrázek 14 Provedení výztuže zkoušených vzorků. (12).....	30
Obrázek 15 Spoj dřevo-betonové konstrukce s deskou z lepené překližky. (foto autor) 31	
Obrázek 16 Dřevěná část profilu se spojovací deskou s otvory s vyznačeným výpočtovým úsekem. (12).....	32
Obrázek 17 Materiálové charakteristiky dřevěné lepené překližky. (12).....	32
Obrázek 18 Půdorys bytové jednotky s materiálovým rozdělením nosných stěn. (foto autor) .....	36

---

Obrázek 19 Průřez dřevo-betonové konstrukce s rozměry a materiálovým rozdělením. (foto autor) .....	38
Obrázek 20 Nastavení dat intervalu zahrnující počet kroků výpočtu, interval ukládání těchto kroků a celkovou dobu trvání výpočtu. (foto autor) .....	39
Obrázek 21 Výstřižek z ČSN EN 1995-1-2 stanovující hodnotu emisivity dřeva. (14). 40	
Obrázek 22 Hodnoty emisivity vybraných stavebních materiálů. (14) .....	41
Obrázek 23 Hodnoty zadané do výpočetního programu charakterizující vlastnosti betonu C45/55. (foto autor) .....	42
Obrázek 24 Hodnoty zadané do výpočetního programu charakterizující vlastnosti lepeného lamelového dřeva GL36c. (foto autor) .....	42
Obrázek 25 Hodnoty zadané do výpočetního programu charakterizující vlastnosti lepené překližky. (foto autor) .....	43
Obrázek 26 Hodnoty zadané do výpočetního programu charakterizující vlastnosti oceli. (foto autor) .....	43
Obrázek 27 Graf stanovující závislost koeficientu tepelné vodivosti betonu na teplotě z. (15).....	44
Obrázek 28 Koeficienty určující změnu tepelné vodivosti betonu v závislosti na zvyšující se teplotě vložené do programu Atena. (foto autor) .....	44
Obrázek 29 Graf stanovující závislost koeficientu měrné tepelné kapacity betonu na teplotě. (15).....	45
Obrázek 30 Koeficienty určující změnu měrné tepelné kapacity betonu v závislosti na zvyšující se teplotě vložené do programu Atena. (foto autor).....	45
Obrázek 31 Graf stanovující závislost koeficientu tepelné vodivosti oceli na teplotě. (17) .....	46
Obrázek 32 Koeficienty určující změnu tepelné vodivosti oceli v závislosti na zvyšující se teplotě vložené do programu Atena. (foto autor) .....	46
Obrázek 33 Graf stanovující závislost koeficientu měrné tepelné kapacity ocele na teplotě. (17).....	46
Obrázek 34 Koeficienty určující změnu měrné tepelné kapacity ocele v závislosti na zvyšující se teplotě vložené do programu Atena. (foto autor).....	47
Obrázek 35 Graf stanovující pokles hustoty dřeva v závislosti na teplotě. (16) .....	47
Obrázek 36 Graf znázorňující změnu měrné tepelné kapacity dřeva v závislosti na teplotě zadaný pomocí koeficientů do programu Atena. ....	49
Obrázek 37 Graf znázorňující změnu tepelné vodivosti dřeva v závislosti na teplotě zadaný pomocí koeficientů do programu Atena. ....	49
Obrázek 38 Zatížení průřezů požárními křivkami. (foto autor).....	50
Obrázek 39 Grafické znázornění normové teplotní křivky. ....	50

---

---

Obrázek 40 Základní podmínky normové teplotní křivky zadané do programu Atena. (foto autor) .....	51
Obrázek 41 Zadání normové teplotní křivky do programu Atena v závislosti na čase, pomocí koeficientů určených z maximální dosažené teploty. (foto autor) ..	51
Obrázek 42 Grafické znázornění parametrické teplotní křivky pro daný požární úsek.	56
Obrázek 43 Základní podmínky parametrické teplotní křivky zadané do programu Atena. (foto autor) .....	56
Obrázek 44 Zadání parametrické teplotní křivky do programu Atena v závislosti na čase, pomocí koeficientů určených z maximální dosažené teploty. (foto autor) ..	57
Obrázek 45 Grafické porovnání průběhu parametrické a normové teplotní křivky. ....	57
Obrázek 46 Rozmístění monitorovacích bodů v průřezu s dvěma ocelovými šrouby. ..	58
Obrázek 47 Průběh teploty v průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby ve 45. minutě vystavení normovému požáru. ....	58
Obrázek 48 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení normovému požáru v průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby. ....	58
Obrázek 49 Průběh teploty v průřezu s dvěma ocelovými šrouby ve 45. minutě vystavení parametrickému požáru. ....	59
Obrázek 50 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení parametrickému požáru v průřezu spojeným dvěma ocelovými šrouby. ....	59
Obrázek 51 Rozmístění monitorovacích bodů v průřezu s ocelovým kolíkem. ....	60
Obrázek 52 Průběh teploty v průřezu s ocelovým kolíkem ve 45. minutě vystavení normovému požáru. ....	60
Obrázek 53 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení normovému požáru v průřezu spojeným ocelovým kolíkem. ....	60
Obrázek 54 Průběh teploty v průřezu s ocelovým kolíkem ve 45. minutě vystavení parametrickému požáru. ....	61
Obrázek 55 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení parametrickému požáru v průřezu spojeným ocelovým kolíkem. ....	61
Obrázek 56 Rozmístění monitorovacích bodů v průřezu s lepenou překližkou. ....	62
Obrázek 57 Průběh teploty v průřezu s lepenou překližkou ve 45. minutě vystavení normovému požáru. ....	62
Obrázek 58 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení normovému požáru v průřezu spojeným lepenou překližkou. ....	62



---

Obrázek 59 Průběh teploty v průřezu s lepenou překližkou ve 45. minutě vystavení parametrickému požáru.....	63
Obrázek 60 Graf vykreslující průběh teploty v jednotlivých bodech v závislosti na době vystavení parametrickému požáru v průřezu spojeným lepenou překližkou. .....	63
Obrázek 61 Tabulka stanovující součinitel pro časté hodnoty proměnných zatížení. (ČSN EN 1991-1-1) .....	64
Obrázek 62 Geometrie počítaného průřezu s vyznačením původního průřezu. (foto autor) .....	68
Obrázek 63 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 10. minutě vystavení normovému požáru. ....	70
Obrázek 64 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 15. minutě vystavení normovému požáru. ....	71
Obrázek 65 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 20. minutě vystavení normovému požáru. ....	72
Obrázek 66 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 25. minutě vystavení normovému požáru. ....	73
Obrázek 67 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 30. minutě vystavení normovému požáru. ....	74
Obrázek 68 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 35. minutě vystavení normovému požáru. ....	75
Obrázek 69 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 40. minutě vystavení normovému požáru. ....	76
Obrázek 70 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 42. minutě vystavení normovému požáru. ....	77
Obrázek 71 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 43. minutě vystavení normovému požáru. ....	78
Obrázek 72 Průběh teploty v průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 38. minutě vystavení parametrickému požáru.....	79
Obrázek 73 Průběh teploty v průřezu s ocelovým kolíkem v 42. minutě vystavení normovému požáru. ....	80
Obrázek 74 Průběh teploty v průřezu s ocelovým kolíkem v 38. minutě vystavení parametrickému požáru.....	81
Obrázek 75 Průběh teploty v průřezu s lepenou překližkou v 42. minutě vystavení normovému požáru. ....	82
Obrázek 76 Průběh teploty v průřezu s lepenou překližkou v 39. minutě vystavení parametrickému požáru.....	83

---

Obrázek 77 Graf porovnávající dobu únosnosti průřezu s různými druhy spojů podle druhu zatížení teplotní křivkou. ....	84
Obrázek 78 Účinek teploty na modul pružnosti rovnoběžně s vlákny u dřeva. (16).....	85
Obrázek 79 Body monitorující teplotu na povrchu ocelového šroubu při teplotní analýze. ....	87
Obrázek 80 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu ocelového šroubu při zatížení normovou teplotní křivkou. ....	87
Obrázek 81 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu ocelového šroubu při zatížení parametrickou teplotní křivkou. ....	89
Obrázek 82 Body monitorující teplotu na povrchu ocelového kolíku při teplotní analýze. ....	91
Obrázek 83 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu ocelového kolíku při zatížení normovou teplotní křivkou. ....	91
Obrázek 84 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu ocelového kolíku při zatížení parametrickou teplotní křivkou. ....	93
Obrázek 85 Body monitorující teplotu na povrchu dřevěné překližky při teplotní analýze. ....	95
Obrázek 86 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu překližky při zatížení normovou teplotní křivkou. ....	95
Obrázek 87 Průběh teploty v monitorovacích bodech na povrchu překližky při zatížení parametrickou teplotní křivkou. ....	97
Obrázek 88 Porovnání druhů spojovacích prostředků z hlediska času, kdy dosáhne modul prokluzu $k_{ser}$ hodnoty rovné nule. ....	99
Obrázek 89 Porovnání průřezů s různými druhy spojovacích prostředků po redukcí modulu prokluzu s posouzením dle norem z hlediska doby únosnosti. ....	100

## Seznam tabulek

Tabulka 1: Popis procesů a změn v betonu při vystavení požáru. (6) .....	9
Tabulka 2: Hodnoty hlavních parametrů pracovního diagramu obyčejného betonu. (6)10	
Tabulka 3 Skutečné naměřené průhyby dřevo-betonové stropní konstrukce vystavené požáru, s náhlým porušením průřezu v čase 12:05:39 (11) .....	16
Tabulka 4 Porovnání efektivních ohybových tuhostí průřezů s různými druhy spojovacích prostředků: .....	35
Tabulka 5 Hodnoty koeficientů stanovujících změnu tepelné vodivosti a měrné tepelné kapacity lepeného lamelového dřeva GL36c na základě jeho změny hustoty vlivem zvyšující se teploty.....	48
Tabulka 6 Hodnoty koeficientů stanovujících změnu tepelné vodivosti a měrné tepelné kapacity lepené překližky na základě jeho změny hustoty vlivem zvyšující se teploty. ....	48
Tabulka 7 Zadané hodnoty parametrické teplotní křivky pro daný požární úsek. ....	55
Tabulka 8 První minuta výpočtu průběhu parametrické teplotní křivky. ....	55
Tabulka 9 Výpočet rozměrů redukovaného průřezu dřevěného trámu v čase 10 – 20 minut v intervalu po 5 minutách. ....	66
Tabulka 10 Výpočet rozměrů redukovaného průřezu dřevěného trámu v čase 25 – 45 minut v intervalu po 5 minutách. ....	67
Tabulka 11 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 10. minutě vystavení normovému požáru. ....	70
Tabulka 12 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 15. minutě vystavení normovému požáru. ....	71
Tabulka 13 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 20. minutě vystavení normovému požáru. ....	72
Tabulka 14 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 25. minutě vystavení normovému požáru. ....	73
Tabulka 15 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 30. minutě vystavení normovému požáru. ....	74
Tabulka 16 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 35. minutě vystavení normovému požáru. ....	75
Tabulka 17 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 40. minutě vystavení normovému požáru. ....	76
Tabulka 18 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 42. minutě vystavení normovému požáru. ....	77

---

Tabulka 19 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 43. minutě vystavení normovému požáru. ....	78
Tabulka 20 Posouzení únosnosti průřezu se dvěma ocelovými šrouby v 38. minutě vystavení parametrickému požáru. ....	79
Tabulka 21 Posouzení únosnosti průřezu s ocelovým kolíkem v 42. minutě vystavení normovému požáru. ....	80
Tabulka 22 Posouzení únosnosti průřezu s ocelovým kolíkem v 38. minutě vystavení parametrickému požáru. ....	81
Tabulka 23 Posouzení únosnosti průřezu s lepenou překližkou v 42. minutě vystavení normovému požáru. ....	82
Tabulka 24 Posouzení únosnosti průřezu s lepenou překližkou v 39. minutě vystavení parametrickému požáru. ....	83
Tabulka 25 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu $k_{ser}$ dvou ocelových šroubů v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného normové teplotní křivce. ....	88
Tabulka 26 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu $k_{ser}$ dvou ocelových šroubů v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného parametrické teplotní křivce. ....	90
Tabulka 27 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu $k_{ser}$ kolíkového spoje v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného normové teplotní křivce. ...	92
Tabulka 28 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu $k_{ser}$ kolíkového spoje v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného parametrické teplotní křivce. ....	94
Tabulka 29 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu $k_{ser}$ spoje z dřevěné překližky v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného normové teplotní křivce. ....	96
Tabulka 30 Výpočet redukce hodnoty modulu prokluzu $k_{ser}$ spoje z dřevěné překližky v závislosti na změně modulu pružnosti dřeva vystaveného parametrické teplotní křivce. ....	98

---

## Literatura

1. Doc. Ing. Kuklík, Petr, CSc. a Ing. Kuklíková, Anna, Ph.D. Navrhování kompozitních dřevobetonových stropů. *iMateriály*. [Online] 23. březen 2012. [http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/beton/navrhovani-kompozitnich-drevobetonovych-stropu\\_103879.html](http://imaterialy.dumabyt.cz/rubriky/beton/navrhovani-kompozitnich-drevobetonovych-stropu_103879.html).
2. *Timber-concrete-composites increasing the use of timber in construction*. Dias, A, a další. místo neznámé : Springer Berlin Heidelberg, 2015, Sv. European Journal of Wood and Wood Products. ISSN 1436-736X.
3. Koželouh, Bohumil. Dřevěné konstrukce podle eurokódu5 - STEP 2. Navrhování a konstrukční materiály překlad z Anglického originálu. Praha : Informační centrum ČKAIT, 2004.
4. Wald, František a kolektiv. *Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí*. Praha : ČVUT, 2005. ISBN 80-01-03157-8.
5. SCHNEIDER , U a OSWALD, M. *Fire safety analysis in concrete and timber frame*. místo neznámé : Institute for Building construction and technology, 2005.
6. Procházka, J. a kol. Navrhování betonových a zděných konstrukcí na účinky požáru. Praha : ČVUT, 2010. ISBN 978-80-01-04613-5.
7. Kupilík, Václav. *Stavební konstrukce z požárního hlediska*. Praha : autor neznámý, 2005.
8. *Fire Design of Timber-Concrete Composite Slabs with Screwed Connections*. Frangi, Andrea, Knobloch, Markus a Fontana , Mario. USA : ASCE-AMER SOC CIVIL ENGINEERS, FEB 2010, Sv. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING-ASCE. ISSN 0733-9445.
9. Ing. Kuklíková, Anna, Ph.D a Ing. Dvořáková, Eva. Kompozitní dřevobetonové konstrukce za požáru. *tzbinfo*. [Online] 19. březen 2012. <http://www.tzbinfo.cz/pozarni-bezpecnost-staveb/8383-kompozitni-drevobetonove-konstrukce-za-pozaru>.
10. Blesák, Lukáš, Caldová, Eva a Wald, František. *UNPROTECTED TIMBER-FIBRE REINFORCED CONCRETE SLAB IN FIRE*. Praha : ČVUT v Praze, 2015.
11. Caldová, Eva, Blesák, Lukáš a Wald, František. Behaviour of timber and steel fibre reinforced concrete composite constructions with screwed connections. Praha : autor neznámý, 2014.
12. Daňková, Jana, Mec, Pavel a Majstříková, Tereza. Analýza tuhosti lepeného spoje dřevo-betonové konstrukce. červen 2016.
13. ČSN 73 0802. *Požární bezpečnost staveb - Nevýrobní objekty*. Praha : ÚNMZ, 2009.
14. ČSN EN 1995-1-2. *Část 1-1 - Obecná pravidla - Navrhování dřevěných konstrukcí na účinky požáru*. Praha : ÚNMZ, 2006.

- 
15. Suchánek, Tomáš. Součinitelé sálání a poměrné tepelné pohltivosti. *tzbinfo*. [Online] 2001. [Citace: 19.. 12. 2016.] <http://www.tzb-info.cz/tabulky-a-vypocty/56-soucinitele-salani-a-pomerne-tepelne-pohlivosti>.
  16. ČSN EN 1992-1-2. *Část 1-1 - Obecná pravidla - Navrhování betonových konstrukcí na účinky požáru*. Praha : ÚNMZ, 2006.
  17. ČSN EN 1994-1-2. *Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. Praha : ÚNMZ, 2007.
  18. Ing. Horová, Kamila a prof. Ing. Wald, František CSc. Tepelná a mechanická zatížení konstrukcí při požáru. *tzbinfo*. [Online] 23. 7 2012. <http://www.tzb-info.cz/pozarni-bezpecnost-staveb/8853-tepelna-a-mechanicka-zatizeni-konstrukci-pri-pozaru>.
  19. ČSN 73 0810. *Požární bezpečnost staveb – Společná ustanovení*. Praha : ÚNMZ, 2009 + Z1:2012 + Z2:2013 + Z3:2013 .
  20. Výpočetní program Atena
  21. Skupina produktů Microsoft Office