KONSTRUKCE
a bezpečnost staveb ze dřeva

Ing. David MIKOLÁŠEK | Doc. Ing. Jiří BROŽOVSKÝ, Ph.D.
Doc. Ing. Antonín LOKAJ, Ph.D. | Ing. Kristýna VAVRUŠOVÁ, Ph.D.

evropský sociální fond v ČR
EVROPSKÁ UNIE
MINISTERSTVO ŠKOLSTVÍ, MLÁDEŽE A TĚLOVÝCHOVY
OP Vzdělávání pro konkurenceschopnost
INVESTICE DO ROZVOJE VZDĚLÁNÍ

STATICKÁ ANALÝZA TUHOSTÍ U PLNÉ VAZBY KROVU

1 ÚVOD ... 2

2 TYPY MODELŮ ... 3
2.1 geometrie a zatížení pro numerické modely krovu ... 4
2.2 prutový 3D model v NEXIS ... 6
2.3 prutový 2D model NEXIS ... 6
2.4 objemový 3D model příčné vazby krovu v ansys ... 8
2.5 objemový 3D model výztužné vazby v ansys ... 12

3 ZÁVĚR ... 14

POŽÁRNÍ ODOLNOST PRVKŮ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

1 ÚVOD ... 16

2 CHOVÁNÍ DŘEVA A MATERIÁLŮ NA BÁZI DŘEVA ZA POŽÁRU ... 16

3 OVĚŘENÍ SPOLEHLIVOSTI PRVKŮ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ ZA POŽÁRU PODLE EUROKÓDŮ ... 17
3.1 Posouzení požární odolnosti prvků dřevěných konstrukcí ... 21
3.2 Posouzení požární odolnosti spojů dřevěných konstrukcí ... 22

4 PŘÍKLADY POSOUZENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI DŘEVĚNÝCH PRVKŮ ... 24
4.1 Sloup – požární odolnost R30 ... 24
4.2 Nosník – požární odolnost R15 ... 25

5 ZÁVĚR ... 27

STATICKÁ ANALÝZA TUHOSTÍ
U PLNÉ VAZBY KROVU

1 ÚVOD

Tesařské konstrukce tvoří jednu ze základních konstrukčních sestav pro občanskou a průmyslovou výstavbu. Tyto konstrukce jsou historicky prověřeny zkušenostmi mnoha generací.

Obr.1: Konstrukce dřevěného krovu tvořená železobetonem a ocelovým sloupem

V současné době se však nároky na původní tesařské spoje a konstrukce značně změnily, jak je ilustrováno na obr.1. Původní typy krovů jsou používány na rozpony a zatížení, na které nebyly během svého vývoje navrhovány. Důležitou otázkou u těchto typů konstrukcí (dřevěné tesařské konstrukce) je jejich deformace, ta totiž velmi souvisí s kvalitou provedení spojů a s tuhostí v uložení (vnější vazby). Některé konstrukce krovu vyvozují velká vodorovná zatížení do spodních konstrukcí. Je to způsobeno více faktory. Uveďme si alespoň ty nejvýznamnější:

- *zatížení větrem, jde o standardní vnější zatížení mající vodorovný směr,*
- *přenos vodorovných sil z jiných částí konstrukce, není standardní, mělo by se řešit zvlášť přes výztužné pole, tak aby tyto síly nebyly vnášeny dodatečně do krovu,*
- *statické schéma je navrženo tak, že mohou vznikat vodorovné síly (krov se staticky blíží ke trojkloubovému rámu).*

To jsou nejobvyklejší případy, ve kterých mohou vzniknout vodorovné síly, se kterými je nutné počítat a přenést je do spodní konstrukce. Dříve se konstrukce navrhovaly tak, aby plnily především nosnou funkci. Krovy na rodinných staveních byly především užitnou součástí hospodářství a nehledělo se zde na deformace a pohledové změny v konstrukci, konstrukce plnila svou funkci a to se od ní očekávalo.

Dnes jsou krovy součástí stavby také svou vizuální stránkou. Krov je brán jako estetický prvek stavby a je součástí vnější a vnitřní architektury. Na krovu jako nosné konstrukci závisí další konstrukce, podhledy, vnější

omítky, příčky. Pokud by krov nebyl dostatečně tuhý, tak by docházelo k přirozeným změnám jeho tvaru (vlivem změn zatížení sněhem a větrem). Navazující konstrukce by mohly popraskat vlivem nadměrných deformací.

Z tohoto důvodu byla věnována pozornost především vodorovným tuhostem vybraných částí krovu a přerozdělení vnitřních sil, které jsou s těmito tuhostmi svázány. Pro analýzu byly zvoleny dva programy na bázi konečných prvků a to NEXIS a ANSYS. Oba programy poskytují různě širokou škálu strukturálních analýz. Navzájem se tyto programy mohou doplňovat. NEXIS je program s uživatelsky příjemnějším rozhraním pro zadávání prutových konstrukcí, kdežto ANSYS je silný nástroj pro detailní analýzu modelu spoje nebo celé konstrukce. Ale vyskytují se zde také některá omezení při použití. Především jde o výpočetní a časovou náročnost těchto numerických modelů a také o jejich složitější přípravu.

2 TYPY MODELŮ

V této kapitole budou stručně popsány dále používané typy modelů vybraných pro tuhostní analýzu tesařských konstrukcí, konkrétně krovů.

a) Model konstrukce 3D krovu vytvořený z prutových konečných prvků. Tento model byl sestaven v programu NEXIS. Byly zde uváženy nelinearity v podobě jednostranných vazeb, fyzikální nelinearita (po dosažení mezní síly je prvek v „plastizaci“) a geometrická nelinearita (výpočet s uvážením teorie druhého řádu). Zatížení bylo voleno podle normy ČSN EN 1991-1-1:2004, ČSN EN 1991-1-3:2005/Z1:2006, ČSN 73 0035 a ČSN EN 1991-1-4:2007, ČSN 73 0035 a posudek byl proveden podle normy ČSN 2007, ČSN 73 17 02. U této konstrukce byly společně s ostatními typy modelů měněny tuhosti ve spojích a byla sledována změna vnitřních sil, reakcí a deformací.

b) 2D model plné vazby krovu vytvořený z prutových konečných prvků s různými tuhostmi ve spojích. Také tento byl model počítán pro konstrukční (jednostranné vazby), fyzikální (po dosažení mezní síly je prvek v „plastizaci“) a geometrickou nelinearitu (teorie druhého řádu). Model byl laděn pro různé tuhosti ve spojích a ve vnějších vazbách až se přiblížil k výsledkům ze 3D prutového modelu.

c) Na základě předešlých dvou prutových modelů byl vytvořen 3D objemový konečně prvkový model plné vazby v programu ANSYS viz obr.12. Tento model byl počítán jako geometricky a konstrukčně nelineární. Byly zde použity kontaktní prvky s uvážením tření ve spojích. Fyzikální nelinearita materiálu nebyla uvažována, model byl už tak poměrně rozsáhlý (celkem 280077 rovnic). S využitím materiálové nelinearity by výsledky mohly být přesnější, ale neočekával se zde výrazný projev fyzikální nelinearity. Model by byl s fyzikální nelinearitou časově náročný na výpočet a stabilitu konvergence. Model v programu ANSYS se skládá z objemových konečných prvků SOLID45 a prutových prvků BEAM4. Prutové prvky byly použity pro vytvoření přípoje krokevního vrutu a pro některé spoje simulující nahrazení objemového prvku SOLID45. Důvodem byla skutečnost, že na prutovém prvku lze snadněji přímo odečíst silové veličiny, oproti objemovému konečnému prvku.

d) Model plné vazby v NEXIS a v ANSYS byl dále zjednodušen na výztužnou vnitřní vazbu se sloupy s tlakově působícími pásky a výztužným vodorovným trámem viz horní obr. 5. U tohoto vyztužení v rovině plné vazby byl testován rozdíl v chování mezi 3D a 2D prutovými modely a objemovým modelem.

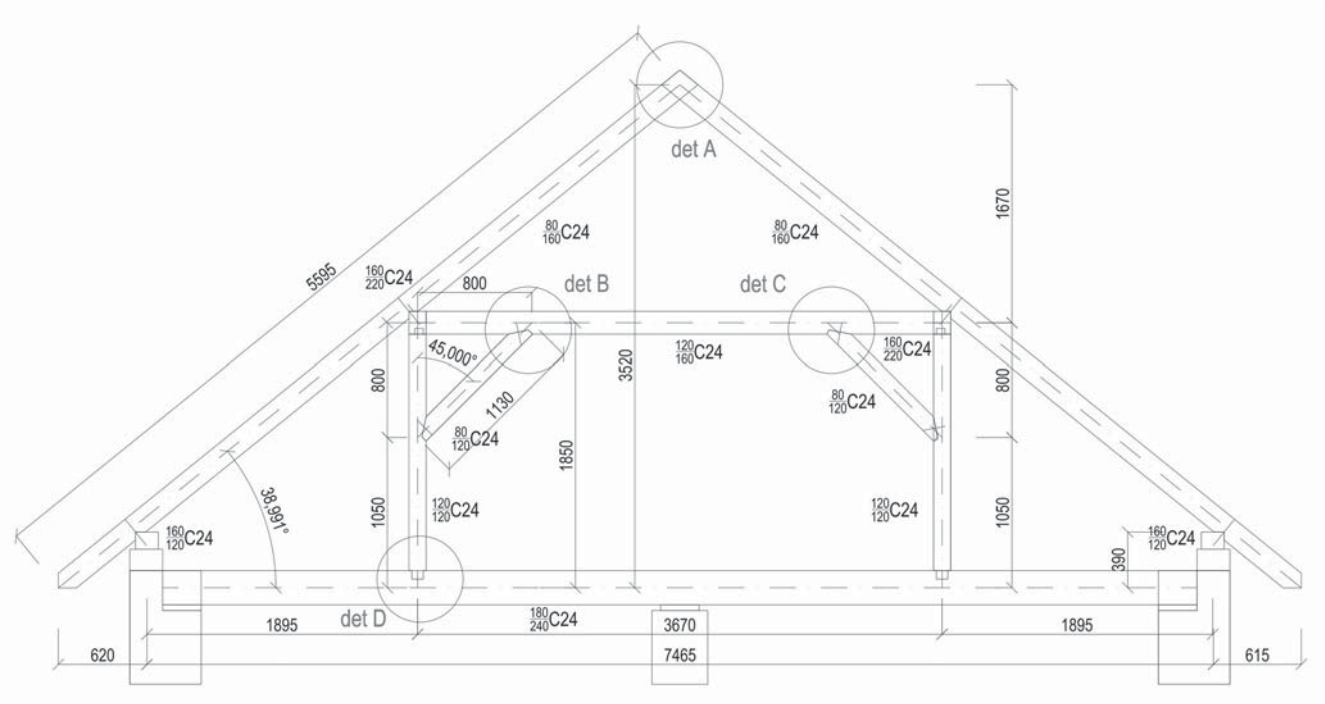
e) V programu ANSYS pak byly dodatečně ještě otestovány tři numerické modely krovu pro různá statická schémata této konstrukce:

- *První byl model krovu KLsV s neposuvnými polotuhými vazbami v patách a kleštinou s prokluzem vlivem svorníku. Na každé straně je jeden svorník oceli 5.8, průměru Ø20 mm s tuhostí proti prokluzu na jeden střih cca $K_{ser,1}$ = 10 MNm^{-1}. Tedy na jeden spoj pro dva střihy celkem $K_{ser,2}$ = 20 MNm^{-1}. V patách byl sepnut krov (krokev k pozednici) pomocí jednoho vrutu s celým závitem vnějšího průměru Ø9 mm, třída oceli 8.8 o délce cca 320 mm. Síla na vytažení vrutu je cca F_x = 14,4 kN podle DIN 1052 a střižná síla je podle té samé normy cca F_s = 6,8 kN. Tuhost proti posunutí vrutu je na jeden střih cca $K_{ser,v}$ = 3,4 MNm^{-1}. Tuhost proti vytažení tohoto vrutu pro tento typ spoje je cca $K_{ser,h}$ = 4,49 MNm^{-1} Hodnoty prokluzů a pevností jsou bez uvážení korekčních součinitelů, jde o orientační horní hodnoty.*

- *Druhý model KLbV je stejný model jako první, pouze není uvažováno se spolupůsobením vrutu. Vodorovnou reakci a její přenos zabezpečuje pouze tření mezi krokví a pozednicí pro součinitel tření v klidu (dřevo – dřevo) cca ς = 0,65.*
- *Třetí model KbLsV je stejný model jako první, ale zde není uvažováno se spolupůsobením kleštin. Kleštiny jsou z modelu odstraněny a krov působí jako čistý trojkloubový rám.*

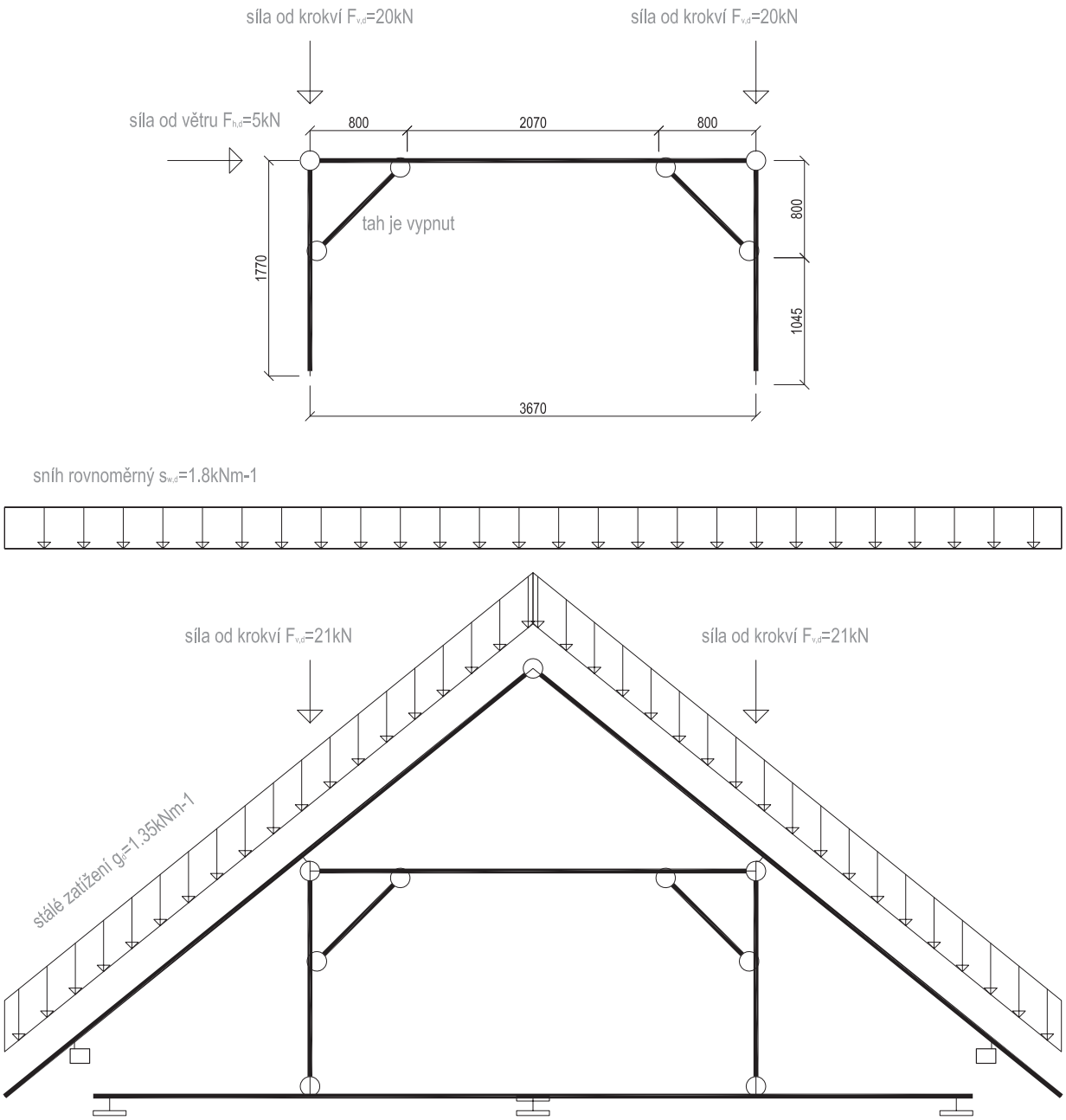
2.1 GEOMETRIE A ZATÍŽENÍ PRO NUMERICKÉ MODELY KROVU

V tomto oddíle se seznámíme s řešenou konstrukcí krovu. Všechny numerické modely představené v tomto textu jsou počítány pro zde uvedenou geometrii a zatížení, odlišné jsou pouze volbou konečných prvků nebo stupněm složitosti geometrických a okrajových podmínek.



Obr. 2: Geometrie a profily plné vazby

Na obrázku 2 je znázorněn příčný řez plnou vazbou krovu s vyznačenými detaily. Na tomto obrázku je konstrukce okótována a popsána jednotlivými dřevěnými řezanými prvky, které tvoří základní kostru krovu. Na obrázku je vidět hlavní konstrukce, kterou tvoří ve spodní části průvlak vynášející plnou vazbu krovu. Jde o dvoupólový vodorovný vazný trám tvořený prvkem 180/240. Trám je prostě uložen na obvodovou zděnou konstrukci a uprostřed je položen na středovou zeď (trám je ve zhlaví a uprostřed položen na dubovou desku a je odvětrán v místě uložení). Na tento trám jsou kotveny dva sloupy profilu 120/120. Sloupy jsou dále spojeny dvěma šikmými dřevěnými pásky profilu 80/120 s příčným trámem plné vazby viz detail det D na obr.2. Tento příčný trám je profilu 120/160. Pásky jsou se sloupy a příčným vodorovný prvkem spojeny tesařským spojem viz detail det B a det C obrázek 2. Pásky jsou navíc spojeny se dvěma prvky výztužné vazby také vrutem s celým závitem průměru Ø9 mm třídy oceli 8.8. Tento spoj (polotuhý rámový roh) je považován za jednostranný. Pásek působí vždy jenom v tlaku, vrut není uvažován pro přenos velkých vodorovných sil (je pouze fixační), které má tato výztužná vazba přenášet.



Obr.3: Geometrie příčné plné vazby + zatížení (výpočtové) na ztužení a celek plné vazby

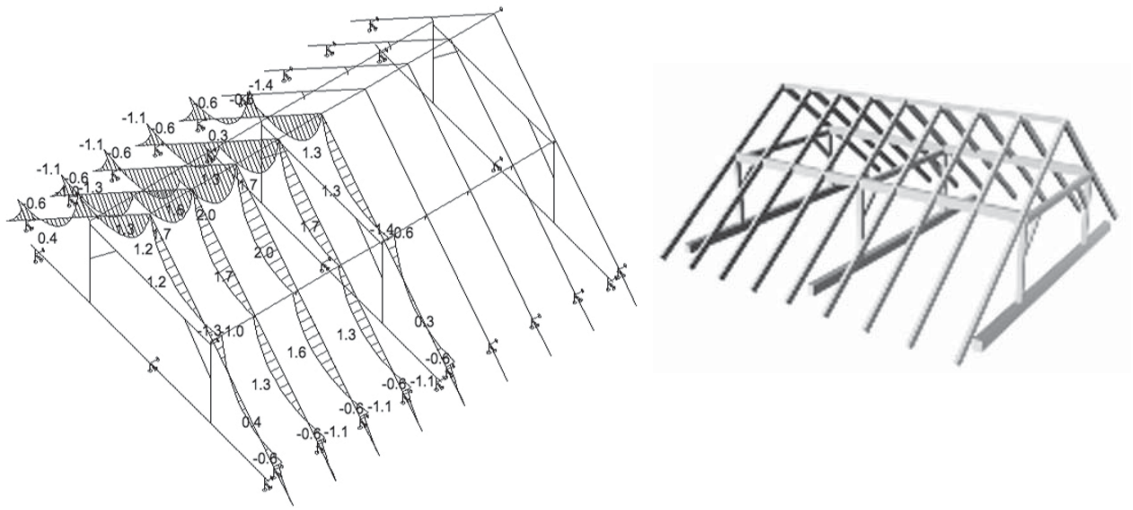
Další částí krovu jsou vodorovné prvky pozednic profilu 160/120. Na tyto pozednice jsou tesařsky na sedlo uloženy krokve profilu 80/160. Pozednice a krokev jsou k sobě kotveny vrutem s celým závitem průměru Ø9 mm třídy oceli 8.8 délky 320 mm. Krokve jsou dále uloženy na středovou vaznici profilu 160/220 a jsou k ní kotveny vrutem s celým závitem průměru Ø9 mm třídy oceli 8.8. Středová vaznice je nosný podpůrný prvek pro krokve ležící uvnitř pole mezi plnými vazbami cca 4 - 5 m podle obr.4. Ve vrcholu jsou krokve spojeny na tesařský spoj viz detail det A na obr.2. Tento spoj je ještě pojištěn svorníkem průměru Ø20 mm třídy oceli 5.8. Svorník ale není ve výpočtu uvažován, je pouze fixační a má v tlaku menší tuhost než tesařský spoj ve vrcholu.

Na horním obrázku 3 je znázorněno zatížení na výztužný rám plné vazby krovu. Tato část konstrukce byla počítána samostatně jako 2D prutový model v NEXIS a jako objemový model v ANSYS. Na těchto dvou modelech byly srovnávány tuhosti v přípojích, deformace a výsledné síly v jednotlivých prvcích výztužného rámu. Zatížení bylo převzato s malými úpravami ze 3D prutového modelu NEXIS, protože ten se blíží po odladění tuhostí přípojů ke skutečnému chování konstrukce tohoto typu krovu.

Na dolním obrázku 3 je znázorněno zatížení na plnou vazbu krovu. Tato část konstrukce byla počítána samostatně jako 2D prutový numerický model v NEXIS a jako objemový model v ANSYS. Na těchto dvou modelech byly srovnávány tuhosti v přípojích, deformace a výsledné síly v jednotlivých prvcích celé konstrukce. Zatížení bylo převzato s malými úpravami ze 3D prutového modelu NEXIS. U tohoto modelu bylo hlavním cílem zjistit deformaci v uložení krokve a pozednice.

2.2 PRUTOVÝ 3D MODEL V NEXIS

V této části je popsán 3D prutový model krovu sestavený v programu NEXIS. Tento numerický model sloužil k odladění 2D prutových modelů v NEXIS a objemového modelu v ANSYS. Prutový 3D model byl počítán na zatížení podle norem [5], [6], a [7] a navržen podle norem [3] a [4]. Bylo počítáno několik variant tohoto 3D prutového modelu krovu. Důvodem bylo zjištění chování deformací krovu a přerozdělení vnitřních sil pro různé tuhosti v uložení a ve vnitřních vazbách. Pro srovnávací výpočty mezi 2D prutovým modelem v NEXIS a objemovým modelem v ANSYS byl 3D prutový krov zatížen pouze symetrickým zatížením, vlastní tíhou, stálým zatížením a sněhem viz dolní schéma obr.3.



Obr.4: Vnitřní síly M [kNm] a 3D vizualizace

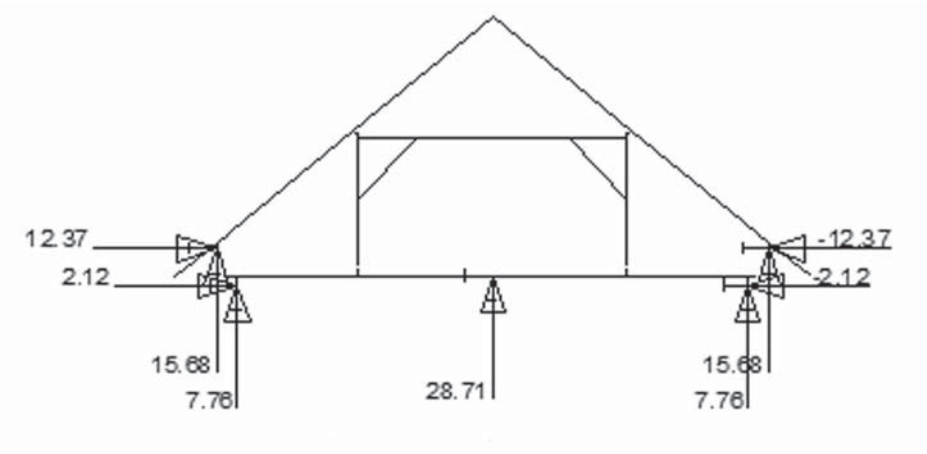
Na obrázcích 4 je vykreslen prutový model 3D krovu. Levý obrázek představuje ohybové momenty na tuhou osu od symetrického zatížení. Vidíme zde rozdílné hodnoty momentů, příčinou je prostorové chování krovu, kdy vazný trám a středová vaznice se prohýbají a tím vytvářejí rozdílné pružné podpory pro krokve. Tento model byl počítán pro tuhosti $K_{x,pata}$ = 5 MNm^{-1} (pozednice - krokev) a Kvrchol = 10 MNm^{-1} (spoj krokví ve vrcholu).

2.3 PRUTOVÝ 2D MODEL NEXIS

Prutové 2D modely v NEXIS jsou zjednodušené výpočtové modely, které mají výpočtově (časově a konvergenčně) zjednodušit 3D prutový model a také zpřehlednit množství vstupních dat (typy zatížení a vazeb) a výstupních dat (množství výsledků).

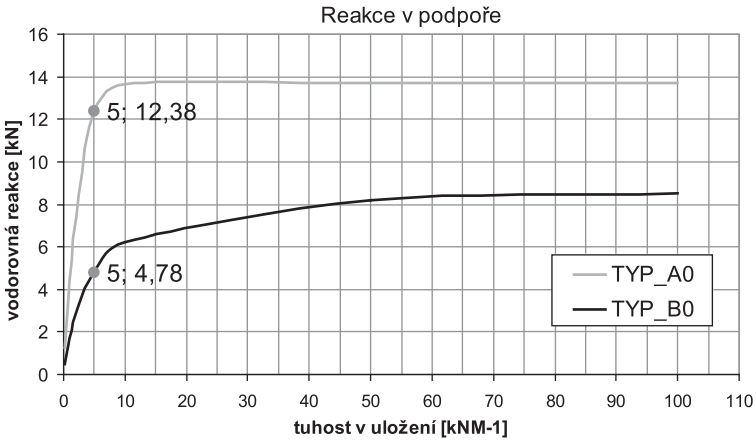
Tyto 2D prutové modely plné vazby byly zatěžovány a posuzovány podle normy, ale pro kontrolu tuhostí mezi 3D prutovým modelem byla 2D plná vazba zatížena symetrickým stálým zatížením a vlastní tíhou a sněhem. Výsledky na obr.5 jsou pro toto symetrické zatížení a pro tuhost ve vnějších vazbách podpor K_x = 5 MNm^{-1} a pro tuhost ve vrcholu mezi krokvemi K_v = 5 MNm^{-1}. Tato tuhost byla zjištěna u numerického modelu v ANSYS a upraveno o poddajnost spoje mezi pozednicí a železobetonovým věncem.

Na obrázku 5 jsou vidět reakce na plné vazbě krovu, dosahují hodnot pro kotvení svislé reakce na pozednici cca R_z = 15,68 kN. Vodorovná reakce na pozednici je na hodnotě R_x = 12,37 kN. Krokve jsou tlačeny silou 20,0 kN a sloupy jsou v tlaku na hodnotě 20,1 kN. Příčný trám je namáhán se silou v tlaku cca 10 kN a šikmé pásky jsou při symetrii konstrukce a zatížení tlačeny v hodnotě cca 0,20 kN. Prvky krovu plné vazby jsou obecně namáhány všemi šesti složkami vnitřních sil, zde jsou namáhány pouze třemi složkami (N, V, M), jde o plošný model plné vazby krovu.



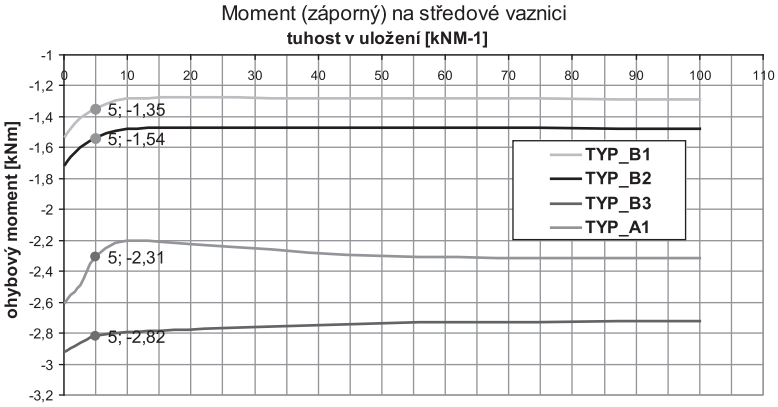
Obr.5: Svislé a vodorovné reakce Rz a Rx [kN]

Oba modely krovu byly počítány pro více kombinací hodnot tuhostí ve vnějších vazbách a v přípojích. U vnějších vazeb jde o podporu pozednice a krokve, dále pak o podpory nesoucí vazný trám. Pro vazný trám byly zadávány pouze tuhé podpory ve svislém směru, zde se předpokládá značně vyšší tuhost vlivem uložení na zděnou konstrukci. Vodorovné vazby u vazného trámu byly dány jako pružné, protože konstrukce krovu byla počítána geometricky nelineárně se zadáním excentricit uložení (vznikají zde také vodorovné síly).



Obr.6: Graf reakcí podpor pro pozednice - krokev

Obrázek 6 představuje graf pro dva typy zatížení. TYP_A0 je zatížení na plnou vazbu od symetrických zatížení (vlastní tíha, stálé zatížení a sníh) spolu se dvěma silami do sloupů F_s = 21 kN. TYP_B0 je ten samý typ zatížení jak předešlý model, pouze sloupy jsou bez zatížení od sousedních polí. TYP_A0 odpovídá plné vazbě přitížené sousedními poli přes středovou vaznici. Oba typy jsou počítány pro tuhost spoje ve vrcholu K_{vrchol} = 10 MNm^{-1}. Grafy znázorňují závislost vodorovné reakce na tuhosti v uložení (pozednice - krokev). Velkou roli zde hraje i vnější zatížení, protože velikost zatížení se projeví na tuhost vazného trámu, který vytváří oporu pro plnou vazbu a tím také pro středovou vaznici na které jsou osazeny krokve. Samotná tuhost středové vaznice má také vliv na přerozdělení deformací, reakcí a vnitřních sil na celek krovu. Tato skutečnost, že středová vaznice významně ovlivňuje průběhy vnitřních sil ve krokvích a vodorovné reakce v uložení těchto krokví vede na závěr, že reálně postihnout tyto změny lze jen 3D prutovým modelem. Pokud by byl použit jen 2D prutový model, musel by se počítat pro různé tuhosti v uložení také pro vazbu v místě středové vaznice. Pro 2D prutový model by to bylo poměrně pracné (tuhosti by se musely dopočítávat).



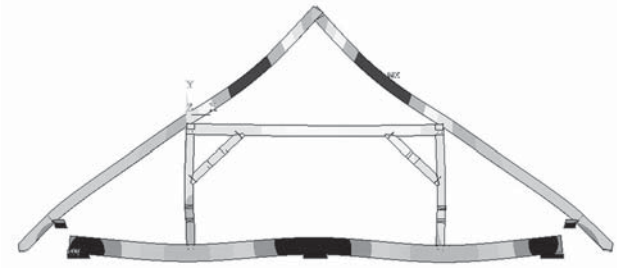
Obr.7: Graf ohybových momentů nad středovou vaznicí pro krokev

Na obrázku 7 jsou křivky pro model typu B a jedna křivka pro model typu A. Typ B je zatížen pouze od vnějšího zatížení, bez uvážení zatížení sloupů od vedlejších polí viz TYP_B0. Neprojeví se zde tolik vliv tuhosti vazného trámu. Typ A je zatížen silami do sloupů stejně jako předešlý TYP_A0. Křivky představují závislost ohybových momentů na vodorovné tuhosti v podpoře (pozednice - krokev) a také na tuhosti přípoje ve vrcholu krokví. TYP_B1 má tuhost ve vrcholu K_{B1} = 100 MNm^{-1}, TYP_B2 má tuhost K_{B2} = 1 MNm^{-1} a TYP_B3 má tuhost K_{B3} = 0,1 MNm^{-1}. TYP_A1 má tuhost ve vrcholu K_{A1} = 0,1 MNm^{-1} (pro tuto tuhost jsou krokve ve vrcholu téměř tesařsky nesvázané) a zatížený je do sloupů silami ze sousedních polí. V těchto modelech není přímo zohledněna tuhost středové vaznice, která má přímý vliv na rozdělení ohybových momentů. Je velký rozdíl ve vnitřních silách pro krokev v plné vazbě a krokev ve středu pole mezi plnými vazbami. Zde byla uvažována krokev v plné vazbě (podepření krokve v místě středové vaznice je dokonale tuhé).

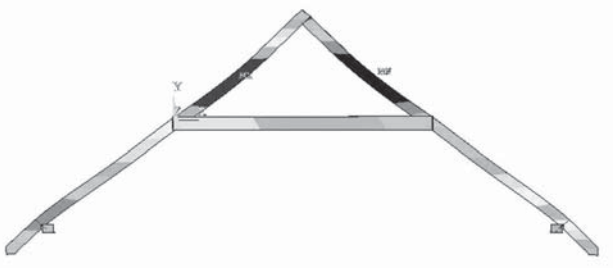
U všech modelů (2D a 3D) byly u vnitřních vazeb respektovány jednostranné vazby, tuhosti přípojů a omezení maximálních sil v prvcích.

2.4 OBJEMOVÝ 3D MODEL PŘÍČNÉ VAZBY KROVU V ANSYS

V tomto odstavci se představí modely vytvořené v programu ANSYS jako 3D objemové konečněprvkové modely. Byly vytvořeny čtyři základní typy modelů (modifikace plné vazby).



Obr.8: Deformace plné vazby



Obr.9: Deformace krokví s kleštinou

Obr.10: Deformace trojkloubový rám

Obr.11: Plná vazba krovu ANSYS

Na obrázku 8 je vidět deformovaná plná vazba. Tato vazba byla porovnávána s plnou vazbou v NEXIS. Podle tuhostí získané na tomto modelu plné vazby v ANSYS (tuhost v uložení 8 – 10 MNm^{-1}) byly zadány tuhosti do vnějších vazeb také v modelech NEXIS v předchozím textu.

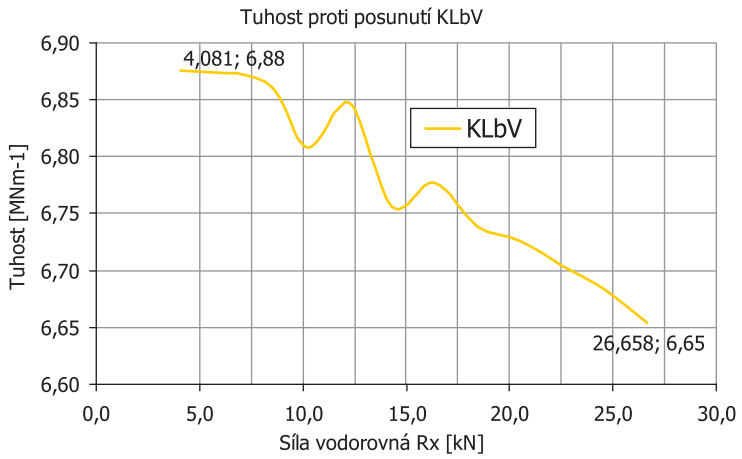
Na obrázku 9 vidíme deformovanou vazbu krovu tvořenou krokvemi pozednicemi a kleštinou. Tato vazba krovu je jedenkrát staticky neurčitá. Konstrukce tohoto typu dovoluje vznik velkých vodorovných sil. Přípoj kleštiny je měkký a tato poddajnost má za důsledek deformaci v podporách na pozednicích. Pokud je přípoj u pozednice měkký, tak dojde k velkému prokluzu krokve po pozednici, nebo prokluzu a natočení pozednice. Což má za následek velké deformace v uložení. Za předpokladu, že pozednice je dostatečně tuhá, tak aby její deformace v uložení byla zanedbatelná, tak vzniknu velké vodorovné síly (cca 5 – 14 kN podle typu krovu a zatížení).

Na obrázku 10 vidíme deformovanou vazbu krovu, který je tvořen pouze krokvemi a pozednicemi. Tato konstrukce se zachová jako trojkloubový rám. Je to nevhodný konstrukční systém pro běžné krovy, vyvolává velké vodorovné síly ve vnějších vazbách. Tyto vodorovné reakce jsou oproti jiným konstrukčním řešení krovů nevyhnutelné, musí se zachovat statická rovnováha sil.

Vzorec (1) je obecný předpis pro výpočet tuhosti v posunutí. Představuje základní rovnici, která byla užita při sestrojování grafů uvedených v dalším textu.

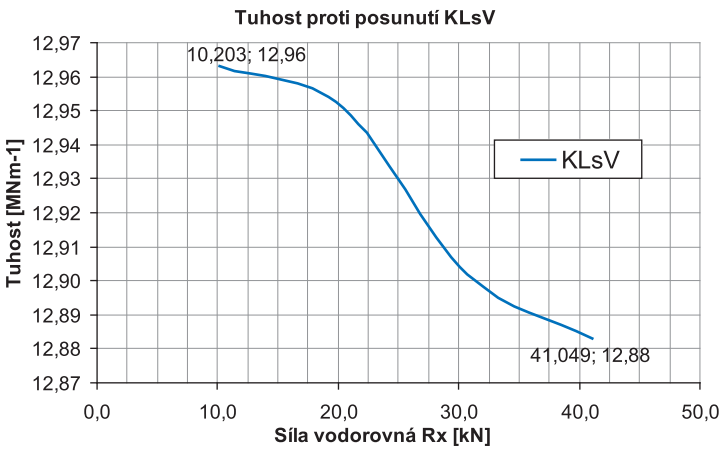
$$K_{ser,A} = \frac{F_x}{\Delta_x} \qquad (1)$$

kde:
$K_{ser,x}$ *– je tuhost proti posunutí* *[Nm-1],*
F_x *– vodorovná síla v podpoře* *[N] a*
Δ_x *– posun uzlu v místě síly* F_x *[m].*



Obr.12: Tuhost proti posunutí KLbV ANSYS

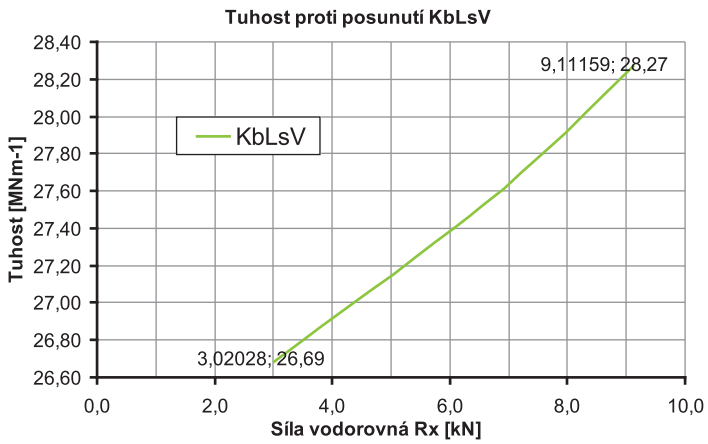
Graf obr.12 popisuje vodorovnou tuhost v patě mezi krokví a pozednicí. Krokev je kotvena k pozednici pomocí tesařského spoje (sedlo) a bez vrutu s celým závitem. Zatížení je na konstrukci uvažováno jako symetrické silové do uzlů po cca 340 mm na celou délku krokví. V tomto případě není cílem zatěžovat konstrukci krovu podle normy, ale zatěžovat ji s určitým přírůstkem do námi stanovené hodnoty. Tento graf KLbV je typ s kleštinou a bez vrutu spojujícím krokve a pozednici viz obr.9. Vidíme zde zvlněný průběh křivky tuhosti, je to dáno tím, že stabilita konstrukce a tím i konvergence výpočtu je dána pouze třením v uložení (není zde vrut, který by konstrukci a tím i výpočet stabilizoval). Podle průběhu tuhosti je patrné, že se zvyšující se silou klesá tuhost ve spoji vnější vazby mezi pozednicí a krokví.



Obr.13: Tuhost proti posunutí KLsV ANSYS

Graf na obrázku 13 popisuje vodorovnou tuhost v patě mezi krokví a pozednicí. Krokev je kotvena k pozednici pomocí tesařského spoje (sedlo) a vrutem s celým závitem. Konstrukce je zatížena jako v předešlém případě. Tento graf KLsV je typ s kleštinou a vrutem spojujícím krokve a pozednici viz obr.9. Vidíme zde hladký průběh křivky tuhosti, je to dáno tím, že stabilita konstrukce a tím i konvergence výpočtu je dána tuhostí vrutu a třením v uložení. Vrut stabilizuje konstrukci a tím i výpočet. Tento numerický model jako jediný dosáhl plné hodnoty zvoleného zatížení. Tuhost zde není významně závislá na velikosti vnějšího zatížení.

.



Obr.14: Tuhost proti posunutí KbLsV ANSYS

Graf na obrázku 14 popisuje vodorovnou tuhost v patě mezi krokví a pozednicí. Krokev je kotvena k pozednici pomocí tesařského spoje (sedlo) a vrutem s celým závitem. Zatížení je na konstrukci jako v předešlém případě. Tento graf KbLsV je typ bez kleštiny a s vrutem spojujícím krokve a pozednici viz obr.10. Vidíme zde téměř lineární průběh křivky tuhosti, je to dáno tím, že stabilita konstrukce a tím i konvergence výpočtu je dána tuhostí vrutu a třením v uložení. Vrut stabilizuje konstrukci a tím i výpočet. Tento numerický model vykazuje nejvyšší tuhost. Tento statický model je trojkloubový rám. Pro tento výpočet bylo dosaženo nejmenší hodnoty vnějšího zatížení. Důvodem je malá třecí síla která vzdoruje proti posunu zhlaví krokve. Vrut sám o sobě je velmi duktilní a není sám o sobě schopen přenést velké vodorovné síly (tento typ krovu by musel být pro přenos velkých vodorovných sil uchycen buď zarážkou nebo pomocí ocelového kotevního prvku v místě pozednice).

Pozednice je měkčí na rotaci a posun, než v tomto objemovém modelu v ANSYS uvažovaná pozednice. V dalším textu bude nastíněn výpočet tuhosti proti posunutí samotné pozednice. Bude se vycházet jen ze dvou základních komponent (dřevěná pozednice a železobetonová podkladní konstrukce, kterou budeme uvažovat jako dostatečně tuhou a zanedbáme její deformace) spojených závitovou tyčí. Poté, co budeme mít určenu vodorovnou tuhost tohoto spoje (pozednice a železobetonový věnec), upravíme předešlou vodorovnou tuhost získanou v programu ANSYS. Tuto tuhost by šlo také získat numericky, tak, že by se provedla stejná analýza na objemovém modelu pozednice, závitové tyče a železobetonového věnce.

Výpočet tuhosti proti posunutí pozednice na železobetonovém věnci (kotvení tvoří závitová tyč Ø16 mm, ocel S355). Vztah (2) podle DIN 1052 udává tuhost v prokluzu spoje:

$$K_{ser} = \rho_k^{1,5} * \frac{d}{20} \tag{2}$$

kde:

K_{ser}	*– je tuhost proti posunutí na jeden střih*	*[Nm^{-1}],*
d	*– průměr spojovacího prostředku*	*[m] a*
ρ_k	*– objemová hustota dřeva*	*[kgm^{-3}].*

$$K_{ser} = 350^{1,5} * \frac{16}{20} = 5{,}238\ MNm^{-1} \tag{3}$$

Reálné tuhosti proti posunutí krátkodobého charakteru, bez uvažování délky trvání zatížení a počátečních prokluzů a bez cyklického namáhání jsou cca 2 až 3 vyšší než normou dané. Tedy do výpočtu vezmeme Knorm = 5,238(2+3)/2 = 13,095 MNm^{-1}. Musí se vzít tato hodnota prokluzu a nikoli normou daná hodnota, protože v předešlých výpočtech se vycházelo z numerických modelů bez uvážení normových prokluzů. Výsledná tuhost uložení je pak dána vztahem (4).*

$$K_{\Sigma} = \frac{K_{ANSYS} * K_{norm}}{K_{ANSYS} + K_{norm}} \tag{4}$$

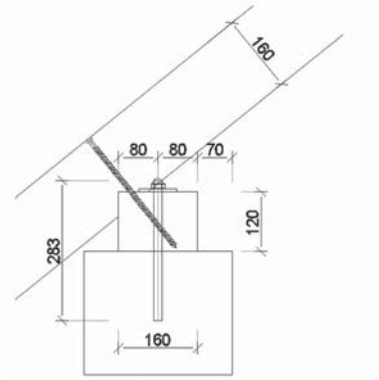
kde:

K_{Σ}	*– je tuhost proti posunutí na spoj výsledná*	*[Nm^{-1}],*
K_{ANSYS}	*– je tuhost proti posunutí ANSYS*	*[Nm^{-1}] a*
K_{norm}	*– je tuhost proti posunutí norma*	*[Nm^{-1}].*

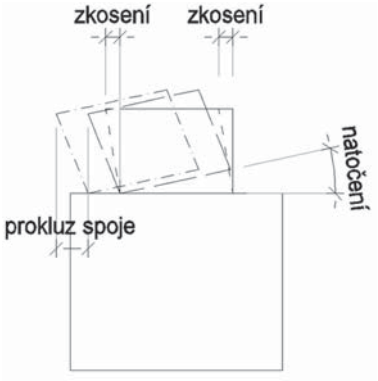
Tab.1: Tuhosti ve spoji pozednice a železobetonový věnec (zjednodušený výpočet)

[MNm^{-1}]	ANSYS plná vazba	ANSYS *KLbV*	ANSYS *KLsV*	ANSYS *KbLsV*
Tuhost K_{ANSYS}	8,0	6,77	12,92	27,48
Tuhost K_{Σ}	**4,97**	**4,46**	**6,50**	**8,87**

Tab.1 ukazuje přehled vypočtených tuhostí proti posunutí. V prvním řádku je tuhost zjištěná na modelu v ANSYS, v druhém řádku je upravená tuhost z ANSYS podle vztahu (4). Pro staticky neurčité konstrukce nelze sčítat tuhosti odděleně. Ale pro spočtené hodnoty tuhostí v druhém řádku, korespondují síly a deformace s očekávanými hodnotami sil a deformací na tomto typu krovu.



Obr.15: Pohled na uložení v patě



Obr.16: Deformace pozednice a její složky

Na obrázku 15 se nachází spoj krokve a pozednice spolu se železobetonovým věncem. Pozednice je po cca metru kotvena k železobetonovému věnci. Krokev je osedlána na pozednici a kotvena pomocí vrutu s celým závitem. Na jednu krokev připadá jedna závitová tyč Ø16 mm, která je chemicky kotvena do železobetonového věnce. Obrázek 16 schématicky vykresluje deformace pozednice od vnějšího zatížení. Tuhost ve patním spoji krovu podle obrázku 16 je složena ze tří základních složek prokluzů. První prokluz je dán deformací mezi pozednicí a krokví. Druhý prokluz je způsoben natočením a zkosením pozednice. Třetí prokluz souvisí s prokluzem (otlačením a deformací způsobenou ohybem) závitové tyče, která kotví pozednici k železobetonovému věnci a půdní nadezdívce. Čtvrtým a v této práci neuváděným prokluzem je deformace způsobená nakloněním a prohnutím pozedního věnce. Tato deformace zde nebyla studována, protože nesouvisí přímo s konstrukcí krovu. Tuhost krovu je ale na ní značně závislá. V těchto numerických modelech nebyl tento čtvrtý člen uvažován protože konstrukce a tuhost půdní nadezdívky bývá velmi rozdílná.

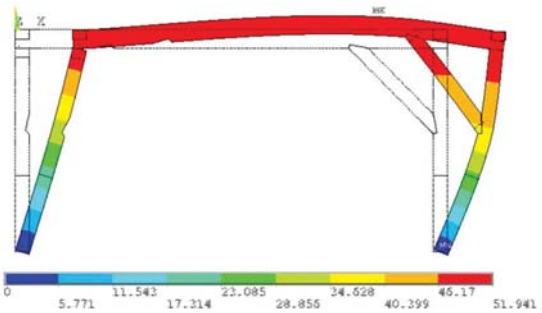
2.5 OBJEMOVÝ 3D MODEL VÝZTUŽNÉ VAZBY V ANSYS

Kromě 2D plné vazby v NEXIS byla řešena také tuhost a odezva 2D výztužné vazby v NEXIS a v ANSYS, zatížená podle horního obrázku 3. Pro uvedené zatížení vychází pro geometricky a konstrukčně nelineární výpočet normálová tlaková osová síla v pásku 19,5 kN. Pásky v této výztužné konstrukci působí jednostranně, v tahu jsou v numerickém modelu vypnuty. Je zde proveden tesařský spoj detail det B a je pojištěn proti vypadnutí prvku vrutem s celým závitem. Takový spoj se chová jako jednostranný, tlačený spoj.

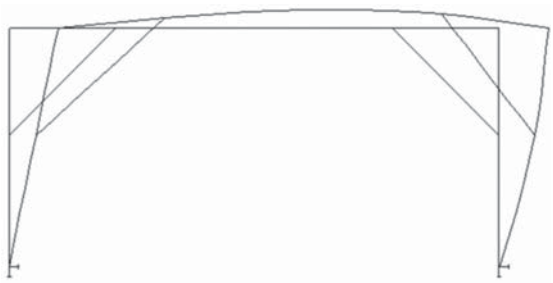
Oba modely (ANSYS a NEXIS) ztužující vazby vykazují obdobné vodorovné deformace. Míra shody je dána poměrem 51,941/52,70 = 98,6 %. Vodorovná tuhost rámu je na hodnotě cca $K_1 = F/\Delta = 5/((51{,}941+52{,}70)/2) = 0{,}096\ MNm^{-1}$. Rám ztužující vazby je ve vodorovném směru poměrně velmi měkký.

Vodorovná tuhost rámu tvořeného pouze konstrukcí krokví je na hodnotě cca $K_2 = F/\Delta = 5/17{,}7 = 0{,}282\ MNm^{-1}$. Trojkloubový rám tvořený krokvemi je tužší než výztužná vazba. Toto platí za předpokladu neposuvných vnějších vazeb pro tuhost vyšší než cca 5,0 MNm^{-1} a pro tuhost spoje krokví ve vrcholu vyšší než 1,0 MNm^{-1}.

Na obrázku 17 je celková deformace z programu ANSYS. Hodnota posunu pravého horního rohu je $u_{x,ANSYS}$ = 51,841 mm. Na obrázku 18 je znázorněna celková deformace na 2D prutovém modelu NEXIS pro ztužující vazbu. Obě tyto ztužující vazby (ANSYS a NEXIS) jsou ale počítány mimo plnou vazbu krovu, tedy samostatně. Tato výztužná konstrukce byla zatížena podle schématu horního obrázku 3. Celková deformace je vyvolána vodorovnou silou o hodnotě 5 kN v levém horním rohu rámu a svislými silami v hlavách sloupů o hodnotách 20 kN. Velikost vodorovného posunu pravého horního rohu na modelu v NEXIS je $u_{x,NEXIS}$ = 52,70 mm. Oba modely byly počítány s přihlédnutím k teorii druhého řádu a s uvážením pouze tlakových prvků pro výztužné pásky. Pokud je pásek namáhán tahem, tak není v konstrukci a ve výpočtu uvažován.



Obr.17: Deformace
u_x = 51,941 mm – ztužující vazba v ANSYS



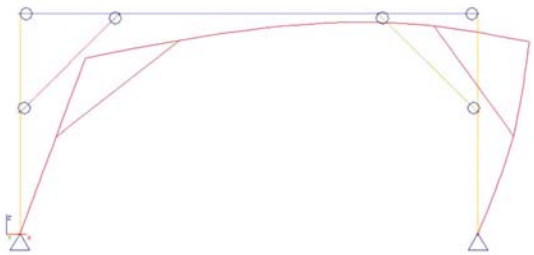
Obr.18: Deformace
u_x = 52,7 mm – ztužující vazba v NEXIS

Při analýze výztužné konstrukce vnitřní vazby byly též provedeny výpočty tvarů vybočení pro lineární stabilitu. Pro spočtené hodnoty násobků zatížení byly zjištěny tyto kritické vzpěrné délky.

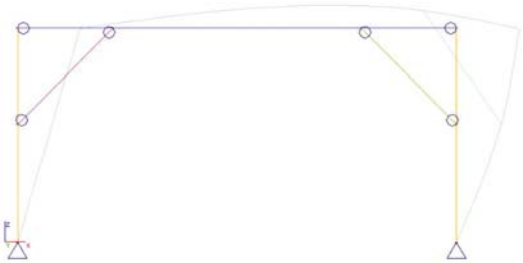
Tab.2: Kritické vzpěrné délky jednotlivých prvků výztužné vazby

Dřevěný prvek C24	Sloup [mm]	Vodorovný trám [mm]	Pásek [mm]
Skutečná délka l_0	1770	3670	1130
Násobek	2,52	1,01	1,36
Kritická délka l_{crit}	**4460**	**3720**	**1540**

Tab.2 seřazuje přehled vypočtených kritických vzpěrných délek. Pro získání těchto hodnot byly vytvořeny čtyři stabilitní kombinace. Každá stabilitní kombinace obsahovala takový zatěžovací stav, aby došlo k zatížení osovou tlakovou silou jen jednoho hledaného prvku této konstrukce. Byly tedy vytvořeny čtyři zatěžovací stavy a v nich byly tyto prvky zatíženy. Zatížení do sloupů bylo zadáno tak že, byly zatíženy oba sloupy. Pokud by se tlakově zatížil jen jeden sloup, tak by vycházel vyšší násobek zatížení. Vodorovný trám byl zatížen tlakem z obou stran. Pouze pásek byl zatížen osovými silami a pak přes vodorovnou sílu v levém horním rohu, která vyvolala tlakové namáhání pásku. Po provedeném výpočtu byly prohlédnuty první vlastní tvary a zkontrolovány jestli odpovídají námi hledanému tvaru vybočení. Dále pak z těchto prvních vlastních tvarů vybočení byl převzat násobek pro určení kritické vzpěrné délky (lze použít Eulerovu rovnici pro maximální sílu ve vzpěru).

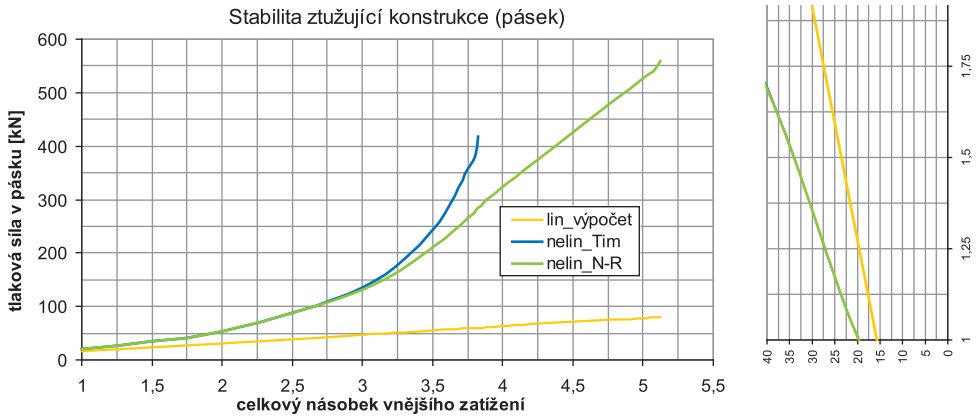


Obr.19: Nelineární výpočet N-R



Obr.20: Lineární výpočet

Stabilitní výpočet by měl korespondovat s nelineárním výpočtem podle teorie druhého řádu. Tedy při dosažení síly získané z výpočtu stability by nelineární výpočet měl přestat konvergovat nebo by mělo být dosaženo deformací (napětí) mimo reálné hodnoty pro daný typ konstrukce. Na obrázku 19 je deformace konstrukce spočtena podle teorie druhého řádu s použitím metody Newton – Raphson (maximální násobek byl cca 5,125 zatížení z horního obrázku 3). Na obrázku 20 je deformace z lineárního výpočtu se stejným zatížením jako má nelineární model na obrázku 19. Srovnáním obou obrázků je vidět rozdíl v deformaci podle teorie prvního a druhého řádu. Zde je vidět podle teorii druhého řádu zřetelný vliv svislých sil na nárůst vodorovné výchylky sloupů a tím také na velikost výsledné deformace a přerozdělení vnitřních sil.



Obr.21: Tlaková síla v pásku v závislosti na zatížení + detail násobek krok 1 až 2

Na posledním obrázku 21 se nalézají tři křivky reprezentující tři výpočtové modely ztužující vazby. První model lin_výpočet je lineární výpočet podle teorie prvního řádu se zohledněním pouze tlačeného pásku (tažený pásek byl v modelu vypnut). Průběh této křivky je lineární (veškeré deformace jsou spočteny v jednom kroku). Druhá křivka nelin_Tim je získána pomocí Timoshenkovy metody a zahrnuje vliv teorie druhého řádu. Třetí křivka nelin_N-R je získána metodou Newton – Raphson která také zahrnuje vliv druhého řádu. Je to přírůstková metoda, kde s jemnějším dělením vstupního zatížení by měly výsledky konvergovat k přesnějšímu řešení. Porovnání těchto křivek vede k závěru, že pro takový typ konstrukce je lineární výpočet nepřesný a vliv deformace na přerozdělení vnitřních sil je velký. Je zde patrný rozdíl v řešení mezi N-R a Timoshenko. Limitní hodnota, po níž výpočet Timoshenkovou metodou divergoval, byla tlaková síla v pásku cca 420 kN, (deformace konstrukce a síla v pásku roste rychleji). Tlaková síla v pásku, při níž výpočet divergoval podle N-R byla vyšší, cca 550 kN, tato síla koresponduje se stabilitním výpočtem. Podle pravého obrázku 21 je vidět už velký rozdíl v prvotním zatížení mezi lineárním a nelineárním výpočtem. Pro první zatěžovací krok se hodnota síly v pásku liší o cca 30 % mezi nelineárním a lineárním výpočtem.

3 ZÁVĚR

Model krovu byl počítán jako 3D konstrukce sestavená z objemových osmi uzlových konečných prvků SOLID45, doplněných prutovými prvky BEAM4. Objemové modely byly sestaveny v programu ANSYS a srovnávány s prutovými modely v programu NEXIS (3D a 2D prutové modely). V programu NEXIS byl sestaven 3D prutový model krovu tak, aby byly získány reálné síly a zatížení do modelu pro ANSYS. Nejprve bylo nutné získat odhad pružinových konstant pro vazbu v ose x (vodorovná reakce) v programu NEXIS.

Krovy jsou velmi citlivé na tuhost ve vodorovných vazbách. U skutečné konstrukce, pokud by tato vazba byla dostatečně tuhá (cca nad $K_x \geq 5$ MNm^{-1}) a krokve by byly ve vrcholu sepnuty, bez významných prokluzů, tak se konstrukce bude chovat jak trojkloubový nosník. Tento statický model, což prutový model v NEXIS potvrzuje, způsobí zmenšení momentů na krokvích, zvýšení normálové síly na krokvích a značný nárůst vodorovných sil cca na hodnotu rovnající se svislé reakci.

Pro určení hodnot tuhostí byl sestaven kompletní objemový model plné vazby za účelem získání tuhostí v podporách (vnějších vazbách). Bylo zjištěno, že pro statický součinitel tření dřevo - dřevo, daný hodnotou $\varsigma = 0{,}65$, bude tuhost proti posunutí cca $K_x = 8$ MNm^{-1} (bez uvážení prokluzu vlivem závitové tyče spojující pozednici a železobetonový věnec). S uvážením prokluzu vlivem spojovacího prvku bude tuhost proti posunutí v podpoře na hodnotě cca $K_x = 5$ MNm^{-1}. S těmito pružinovými tuhostmi ve vnějších vazbách jsou pak zpětně počítány všechny prutové modely v programu NEXIS (3D krov, 2D plná vazba a 2D ztužující vazba) srovnávané dále pak s výsledky v ANSYS. Dřevo bylo v objemovém modelu uvažováno jako ortotropní a lineárně pružné. Lze

říci, že pro výpočet počátečních tuhostí se zatížením, které je v mezích pružného návrhu konstrukce jako celku, není třeba uvažovat materiálovou nelinearitu. Problémem u krovů může být kotvení velkých vodorovných sil mezi pozednicí a krokví. Za předpokladu, že se model v ANSYS blíží k reálnému chování konstrukce a tuhostem ve vnějších vazbách, tak skutečný krov má v reálném provedení velké množství imperfekcí ve spojích a v uložení. Pružinová konstanta ve vazbě (tuhost spojů prvků v uložení) pak bude menší, vlivem natočení podkladní konstrukce. Pokud by byl, ale podklad (konstrukce půdní nadezdívky) dostatečně tuhý, tak se tuhost proti posunutí může ve vodorovném směru pohybovat na hodnotách cca K_x = 4 až 10 MNm^{-1}, podle typu krovu a okrajových podmínek. Krovy je obecně složité výpočtově vystihnout právě pro různorodost jejich spojů (každý spoj a konstrukční prvek je originál).

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Evropské unie v rámci projektu Partnerství v oblasti stavebnictví a architektury, č. projektu: CZ.1.07/2.4.00/17.0064.

LITERATURA

1) *BECKER, K., BLAß, H., J. Ingenieurholzbau nach DIN 1052: Einführung mit Beispielen. Ernst & Sohn, 486 s., 2006, ISBN 978-3-433-02855-1.*

2) *Ceccotti, A. Timber–concrete composite structures. H. Blass (Ed.), Timber engineering-step 2, Centrum Hout, The Netherlands, 1995.*

3) *ČSN 73 1702 mod DIN 1052:2004 Navrhování, výpočet a posouzení dřevěných stavebních konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI. 2007. 174 s.*

4) *ČSN EN 1995-1-1 73 1701 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI. 2006. 114 s.*

5) *ČSN EN 1991-1-1 73 0035 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: ČNI. 2004. 44s.*

6) *ČSN EN 1991-1-3 73 0035 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: ČNI. 2005. 52+s.*

7) *ČSN EN 1991-1-4 73 0035 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: ČNI. 2007. 124+s.*

8) *GERNER, M. Tesařské spoje. Praha: Grada Publishing a.s., 2003. 220 s. ISBN 80-247-0076-X. vGörlacher, R. Historische Holztragwerke; Untersuchungen, Berechnen und Instandsetzen. Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe (TH), ISBN 3-345540-01-5.*

9) *Guan, Z.W., Zhu, E.,C. Finite element modelling of anisotropic elasto-plastic timber composite beams with openings, Engineering Structure, 31, 2009, 394-403.*

10) *Johansen, K. W. Theory of Timber Connections. International Association of Bridge and Structural Engineering, Publication 9, p. 249-262, 1949.*

11) *KOŽELOUH, B. Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí, Obecná pravidla pro pozemní stavby, Komentář k ČSN 73 1702:2007, Praha: ČKAIT, 228 s, 2008, ISBN 978-80-87093-73-3 .*

12) *RELEASE 11 DOCUMENTATION FOR ANSYS, SAS IP, INC., 2007.*

13) *Scia Engineer [online]. 2012 [cit. 2012-01-01]. Dostupný z WWW: < http://www.scia-online.com>.*

Ing. D. Mikolášek**, VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podéště 1875, CZ708 33, Ostrava-Poruba tel.: (**+420) 597 321 391**, e-mail: **david.mikolasek@vsb.cz

Doc. Ing. J. Brožovský, Ph.D.**, VŠB – Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Podéště 1875, CZ708 33, Ostrava-Poruba tel.: **(+420) 597 321 321**, e-mail: **jiri.brozovsky@vsb.cz

POŽÁRNÍ ODOLNOST PRVKŮ
DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

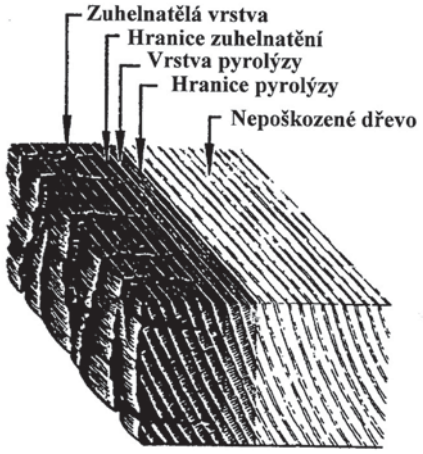
1 ÚVOD

a metody posuzování požární odolnosti prvků a spojů dřevěných konstrukcí vystavených účinkům požáru. V závěru jsou uvedeny dva konkrétní příklady posouzení požární odolnosti tlačeného sloupu a příčně zatíženého nosníku.

2 CHOVÁNÍ DŘEVA A MATERIÁLŮ NA BÁZI DŘEVA ZA POŽÁRU

Dřevo a materiály na bázi dřeva jsou sloučeninami uhlíku, kyslíku, vodíku a dalších prvků přírodního původu. Jedná se o hořlavé materiály, jejichž hořlavost lze do jisté míry omezit povrchovou úpravou, případně impregnací ohnivzdornými solemi. Další možností, jak snížit účinek požáru na dřevěné konstrukce je jejich ochrana zpěňujícími, či zplyňujícími nástřiky a zejména pak obklady z nehořlavých, či hořlavých materiálů.

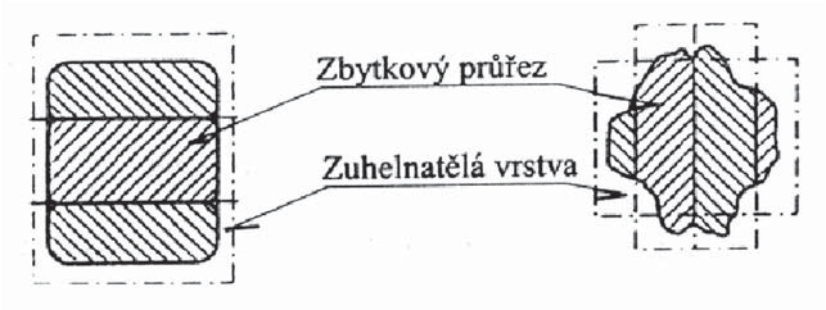
Podle [1] a [2] je třeba při posuzování chování dřeva a materiálů na bázi dřeva při požáru rozlišovat chování jednak masivních dřevěných prvků, tj. nosníky a sloupy o rozměru alespoň 80 mm z rostlého dřeva (dál jen RD), resp. lepeného lamelového dřeva (dále jen LLD), jednak subtilních prvků lehkých dřevěných skeletů.



Obr. 1: Řez masivním dřevěným průřezem vystaveným účinkům požáru

Masivní dřevěné prvky vystavené trvalému požáru a teplotě okolo 300 °C vzplanou na povrchu a zpočátku poměrně silně hoří. Postupně se vytvoří zuhelnatělá vrstva, která má přibližně 6-krát lepší tepelně-izolační vlastnosti než rostlé dřevo. Tato vrstva pak chrání zbytkový průřez před účinky intenzivního ohřevu od požáru. Vnější povrch zuhelnatělé vrstvy má teplotu blízkou teplotě požáru, vnitřní povrch zuhelnatělé vrstvy má teplotu okolo 300 °C. Pod zuhelnatělou vrstvou se nachází vrstva teplotně ovlivněného dřeva o tloušťce přibližně 35 mm, jejíž pevnostní a přetvárné vlastnosti jsou tepelně ovlivněny a sníženy. Část této vrstvy o teplotě

nad 200 °C se nazývá vrstva pyrolýzy, protože v ní dochází k intenzivnímu tepelnému rozkladu spojenému s uvolňováním plynů a vyznačujícím se změnou barvy a ztrátou hmotnosti. Vlhkost se intenzivně vypařuje z vrstev s teplotou přesahující 100 °C. Pod vrstvou pyrolýzy se nachází tepelně prakticky neovlivněný zbytkový průřez, který se v čase s postupujícím požárem zmenšuje - viz obr. 1. Na obr. 2 je zobrazeno zmenšení průřezu v důsledku odhořívání u průřezu z lepeného lamelového dřeva (vlevo) a složeného průřezu (vpravo).



Obr. 2: Průřezy z LLD poškozené požárem

Rychlost odhořívání průřezu se dá v praktických výpočtech uvažovat konstantní. Subtilní prvky je třeba před účinky požáru chránit obklady, které dostatečně prodlouží dobu do poškození těchto prvků požárem a tím je zajištěna potřebná požární odolnost.

3 OVĚŘENÍ SPOLEHLIVOSTI PRVKŮ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ ZA POŽÁRU PODLE EUROKÓDŮ

Ověření spolehlivosti dřevěné konstrukce vystavené účinkům požáru se provádí podle norem [3] a [4] a [5] (dále jen Eurokódy).
Při návrhu konstrukce na účinky požáru se bere v úvahu:
a) volba příslušného návrhového požárního scénáře;
b) stanovení odpovídajícího návrhového požáru;
c) výpočet vývoje teploty v nosných konstrukcích;
d) výpočet mechanického chování konstrukce vystavené účinkům požáru.

První tři činnosti (body a) až c)) zpravidla zajišťuje požární specialista, k bodu d) se nejčastěji vyjadřuje statik-projektant.

Požár představuje mimořádnou návrhovou situaci. Návrhové požární scénáře se stanoví na základě vyhodnocení požárního rizika v příslušném objektu. Kombinace požáru, konkrétní budovy a v ní probíhající činnosti a sestava osob vytvářejí teoreticky nekonečné množství požárních scénářů. Je třeba provést výběr reálných scénářů a ty následně důkladně analyzovat. Scénáře je nutné rozdělit podle nebezpečnosti a pravděpodobnosti překročení přijatelné míry rizika do skupin podle druhu nebezpečí. Z každé skupiny se vybere nejhorší možný požární scénář. Tyto vybrané scénáře se detailně specifikují a tato podrobná specifikace je označována jako „návrhový požár“.

Návrhový požár se stanoví pro každý návrhový požární scénář v každém požárním úseku budovy. Nejčastěji je návrhový požár definován normovým požárem.

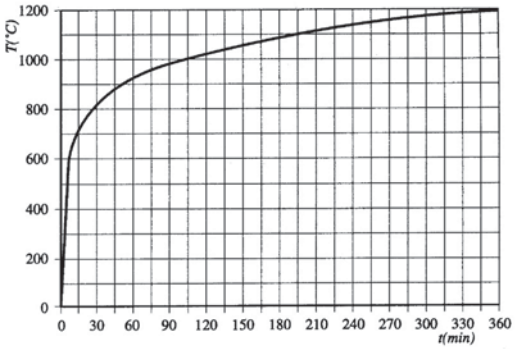
Při volbě modelového požáru lze postupovat podle nominálních teplotních křivek nebo podle přirozených modelů požárů. Tepelná zatížení prvků požárem jsou dána čistým tepelným tokem dopadajícím na povrch prvku při uvažování přenosu tepla prouděním a sáláním.

Podle Eurokódů se teplotní a mechanické namáhání konstrukcí vystavené účinkům požáru určuje pro normové teplotní namáhání podle **normové teplotní křivky** *(obr. 3):*

$$\Theta_g = 20 + 345\, log_{10}\,(8t + 1) \qquad (1)$$

kde:

- t – *je doba trvání požáru nebo požární zkoušky [min];*
- 20 – *je počáteční teplota prostředí před požárem [°C];*
- Θ_g – *je teplota plynů v požárním úseku [°C].*



Obr. 3: Normová teplotní křivka

Dalšími nominálními teplotními křivkami jsou: Křivka vnějšího požáru a Uhlovodíková křivka.

Křivka vnějšího požáru, *umožňující určit teplotu plynů v blízkosti prvku, je definována vztahem:*

$$\Theta_g = 660(1\text{-}0{,}687e^{-0{,}32t} - 0{,}313e^{-3{,}8t}) + 20 \qquad (2)$$

kde:

- t – *je doba trvání požáru nebo požární zkoušky [min];*
- Θ_g – *je teplota plynů v blízkosti prvku [°C];*
- e – *je základ přirozeného logaritmu.*

Uhlovodíková teplotní křivka *se používá pro výpočet teploty plynů v případech požárů za přítomnosti hořlavin s vyššími teplotami a rychlým nárůstem intenzity hoření:*

$$\Theta_g = 1080(1\text{-}0{,}325e^{-0{,}167t} - 0{,}657e^{-2{,}5t}) + 20 \qquad (3)$$

kde:

- t – *je doba trvání požáru nebo požární zkoušky [min];*
- Θ_g – *je teplota plynů v požárním úseku [°C];*
- e – *je základ přirozeného logaritmu.*

Modely požáru *lze rozdělit na dvě skupiny a to na zjednodušené modely požáru a na zdokonalené modely požáru.*

Zjednodušené modely požáru jsou založeny na specifických fyzikálních parametrech s omezenou oblastí použití. U požárů celého požárního úseku se předpokládá rovnoměrné rozdělení teploty v čase, narozdíl od lokálních požárů. Teploty plynů se stanoví z nominální teplotní křivky s uvážením hustoty požárního zatížení a podmínek odvětrání.

Zdokonalené modely požáru berou v úvahu vlastnosti plynu, hmotnostní a energetickou výměnu. Existují tři zdokonalené modely požáru a to jednozónový model, dvojzónový model a výpočetní dynamické modely kapalin a plynů.

Při **teplotní analýze** *je nutno vzít v úvahu polohu návrhového požáru vzhledem k posuzovanému prvku.*

Teplotní změny, vznikající v důsledku působení požáru, způsobují vynucená přetvoření (roztažení, deformace) a ty mohou způsobit dodatečná napětí v konstrukci (zejména u staticky neurčitých nosných systémů), která je třeba vzít v úvahu při posuzování spolehlivosti. Požár je nutné z hlediska kombinace zatížení považovat za mimořádnou návrhovou situaci, ale je třeba ověřit i možnost vzniku přídavných zatížení vyvolaných požárem, např. náraz zřícených nosných prvků, porušení technologických zařízení ve výrobních a skladovacích objektech (rozsypání nebo rozlití uskladněných materiálů) atp.

Konstrukční model zvolený pro navrhování v požární situaci musí co nejlépe vystihnout chování konstrukce, či její části při požárním namáhání. Analýzu požární situace je možno provést pro celou konstrukci, část konstrukce, či pro konkrétní nosný prvek.

Donedávna bylo nutno požární odolnost prvků, případně částí dřevěných konstrukcí, prokazovat výhradně požární zkouškou provedenou ve specializovaných akreditovaných laboratořích na reálných vzorcích. Tyto zkoušky jsou však časově i finančně poměrně nákladné.

Příklad zkoušky požární odolnosti stěnového panelu montované dřevostavby je na obr. 4.

Obr. 4: Zkouška požární odolnosti stěnového panelu montovaného domku z materiálů na bázi dřeva (vlevo zkušební zařízení, vpravo stěnový panel během zkoušky)

V současnosti je možno použít alternativně i posouzení odolnosti prvků a konstrukcí výpočtem podle příslušných evropských norem (Eurokódů). Tato možnost přináší nemalé časové i finanční úspory.

Ověření požární odolnosti dřevěných prvků a spojů podle Eurokódů je rovněž založeno na metodě dílčích součinitelů a filosofii mezních stavů. Požární odolnost dřevěných konstrukcí nebo jejich částí v posuzovaném požárním úseku se vyjadřuje časem v minutách a kritérii (R = kriterium odolnosti, E = kriterium celistvosti a I = kriterium izolace) podle účelu konstrukce: R - pro nosné konstrukce, E a I pro požárně dělicí konstrukce a R, E a I pro požárně dělicí a nosné konstrukce.

Zatížení během požární situace nabývá nižších kombinačních hodnot. Požární zatížení je zařazeno mezi mimořádná zatížení.

Odolnost materiálů vůči účinkům zatížení během požáru je vyjádřena zejména pevností a hloubkou zuhelnatění závislou na rychlosti zuhelnatění.

Za charakteristickou pevnost dřeva během požáru se podle Eurokódů uvažuje 20% kvantil pevnosti získané laboratorními testy podle příslušných norem (při navrhování za běžné teploty se uvažuje 5% kvantil):

$f_{20} = k_{fi} \times f_k$ *kde:* (4)

f_k *je charakteristická hodnota za normální teploty (5% kvantil);*

k_{fi} *= 1,25 (pro RD),* k_{fi} *= 1,15 (pro LLD a plošné materiály),* k_{fi} *= 1,1 (pro vrstvené dřevo - LVL).*

Hloubka zuhelnatění za určitou dobu požárního zatížení se určí pro rychlost zuhelnatění, která je odlišná pro případ, že uvažujeme nebo neuvažujeme ve výpočtu zaoblení rohů hraněných prvků (viz - obr. 5):

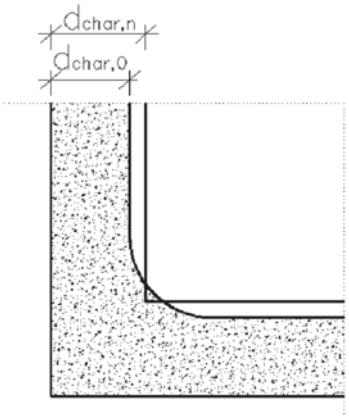
$d_{char,0} = \beta_0 \times t$ (5) $d_{char,n} = \beta_n \times t$ (6)

kde:

$d_{char,0}$ *a* β_0 *jsou hloubka a rychlost zuhelnatění bez uvažování zaoblení rohů,*

$d_{char,n}$ *a* β_n *je hloubka a rychlost zuhelnatění s uvažováním zaoblení rohů,*

t *je doba trvání požáru nebo požární zkoušky [min].*



Obr. 5: Hloubka zuhelnatění masivního dřevěného průřezu bez ohledu na zaoblení rohů

Rychlost zuhelnatění je závislá zejména na druhu dřeviny, případně aglomerovaného materiálu, jeho hustotě a tloušťce. Rychlosti zuhelnatění pro vybrané materiály na bázi dřeva podle Eurokódů obsahuje tab. 1.

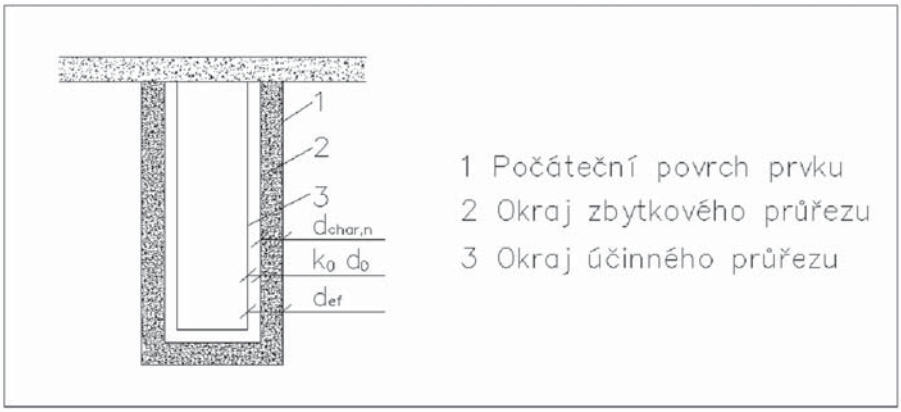
Tab. 1: Rychlosti zuhelnatění pro vybrané materiály na bázi dřeva

	β_0 mm/min	β_n mm/min
a) **Dřevo jehličnatých stromů a buk**		
Lepené lamelové dřevo s charakteristickou hustotou ≥ 290 kg.m^{-3}	0,65	0,7
Rostlé dřevo s charakteristickou hustotou ≥ 290 kg.m^{-3}	0,65	0,8
b) **Dřevo listnatých stromů**		
Rostlé nebo lepené lamelové dřevo listnatých stromů s charakteristickou hustotou 290 kg.m^{-3}	0,65	0,7
Rostlé nebo lepené lamelové dřevo listnatých stromů s charakteristickou hustotou ≥ 450 kg.m^{-3}	0,5	0,55
c) **LVL (laminované překližky)**		
s charakteristickou hustotou ≥ 480 kg.m^{-3}	0,65	0,7
d) **Desky**		
Dřevěné obložení	0,9[a]	-
Překližka	1,0[a]	-
Desky na bázi dřeva jiné než překližka	0,9[a]	-
[a] Hodnoty platí pro charakteristickou hustotu 450 kg.m^{-3} a tloušťku desky 20 mm		

3.1 POSOUZENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI PRVKŮ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Pro návrh a posouzení spolehlivosti dřevěné konstrukce vystavené účinkům požáru je podle Eurokódů možno použít alternativně tři metody: metodu redukovaného průřezu, metodu redukovaných vlastností, případně obecnou metodu. Tyto metody jsou seřazeny vzestupně podle náročnosti výpočtu a následně i podle výsledné doby požární odolnosti konstrukce.

Metoda redukovaného průřezu je založena na určení průřezových charakteristik účinného průřezu, tj. průřezu zmenšeného - oslabeného požárem (viz obr. 6) trvajícím požadovanou dobu. U zbylého - účinného průřezu se uvažují konstantní pevnostní i přetvárné charakteristiky. Tato metoda poskytuje nejkonzervativnější výsledky.

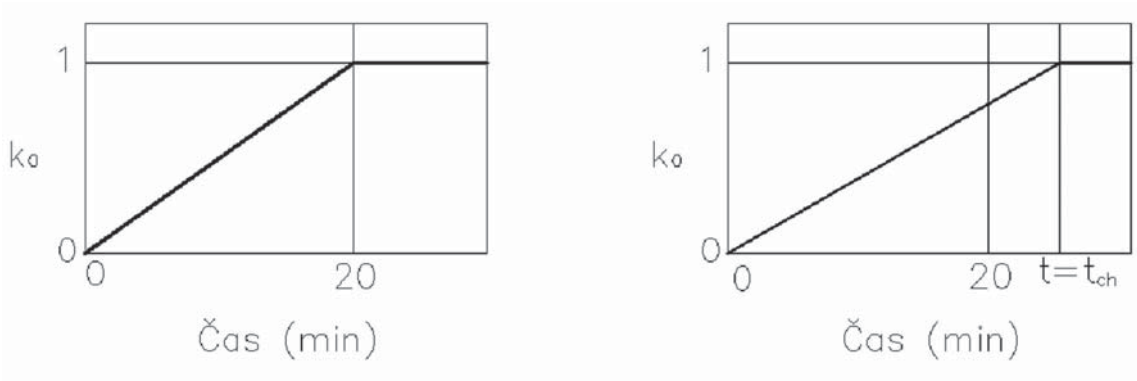


Obr. 6: Definice zbytkového a účinného průřezu podle Eurokódů

Okraj účinného průřezu se určí ze vztahu:

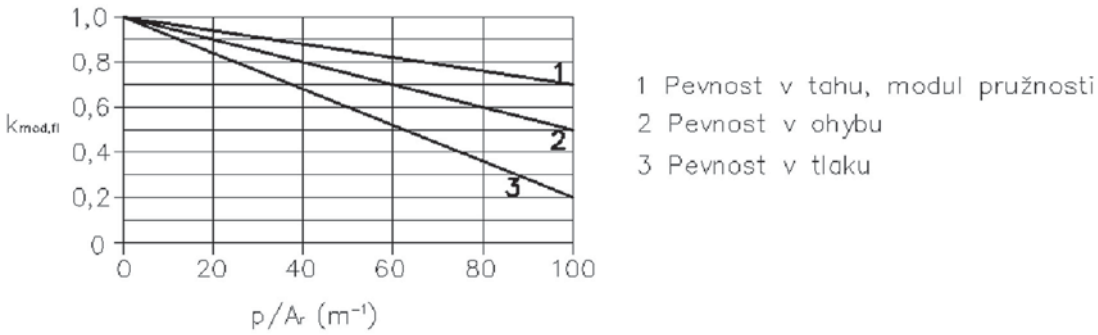
$$d_{ef} = d_{char} + k_0 \times d_0 \qquad (7)$$

kde:
$d_0 = 7$ *mm;*
$k_0 = t/20$ *pro* $t < 20$ *min.*
$k_0 = 1{,}0$ *pro* $t \geq 20$ *min (viz obr. 7).*



Obr. 7: Grafické znázornění vztahů pro k_0

Metoda redukovaných vlastností je založena na principu poklesu pevnosti a tuhosti zbytkového průřezu zmenšeného odhořením po příslušné době působení účinků požáru. Pokles hodnot těchto fyzikálních vlastností je vyjádřen v závislosti na poměru obvodu (p) a plochy zbytkového průřezu (A_r), vystaveného účinkům požáru (obr. 8).



Obr. 8: Pokles pevnosti zbytkového průřezu v závislosti na poměru obvodu (p) a plochy zbytkového průřezu (Ar), vystaveného účinkům požáru: 1) tah a modul pružnosti, 2) ohyb, 3) tlak

Obecné metody výpočtu požární odolnosti jsou založeny na stanovení teplotních a vlhkostních profilů ve zbytkovém průřezu a na stanovení pevnosti a tuhosti v každém místě zbytkového průřezu v závislosti na teplotě a vlhkosti. U těchto metod se nelze obejít bez použití výpočetní techniky a numerických metod.

3.2 POSOUZENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI SPOJŮ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Únosnost spojovacích prostředků z oceli, která není chráněna proti ohni, se účinkem tepla výrazně snižuje. Zakrytí ze všech stran dřevem nebo materiály na bázi dřeva znamená odolnost proti účinku tepla a tím ochranu ocelových částí. Pro chování ocelových spojovacích prostředků při požáru je rozhodující plocha nechráněného povrchu ocelových částí.

Doba požární odolnosti nechráněných spojů dřevo-dřevo, u kterých rozteče, vzdálenosti od okrajů a konců a rozměry bočního prvku vyhovují minimálním požadavkům uvedeným v [5] se může uvažovat podle Tab. 2.

Tab. 2: Doba požární odolnosti nechráněných spojů s bočními prvky ze dřeva (tfi,d)

	Doba požární odolnosti: $t_{fi,d}$ [min]	**Opatření***
Hřebíky	15	d ≥ 2.8 mm
Vruty	15	d ≥ 3.5 mm
Svorníky	15	t_1 ≥ 45 mm
Kolíky	20	t_1 ≥ 45 mm
Hmoždíky podle EN 912	15	t_1 ≥ 45 mm
*d je průměr spojovacího prostředku a t_1 je tloušťka bočního prvku		

Pro spoje s kolíky, hřebíky nebo vruty s nevyčnívajícími hlavami, se doba požární odolnosti td,fi větší než je uvedena v tab. 2, ale nepřekračující 30 minut, může dosáhnout zvětšením tloušťky bočních prvků, šířky bočních prvků, vzdáleností od konce a okraje ke spojovacím prostředkům o vzdálenost afi (viz obr. 9), danou vztahem:

$$a_{fi} = \beta_0 \cdot k_{flux} \cdot (t_{f,req} - t_{fi,d}) \qquad (8)$$

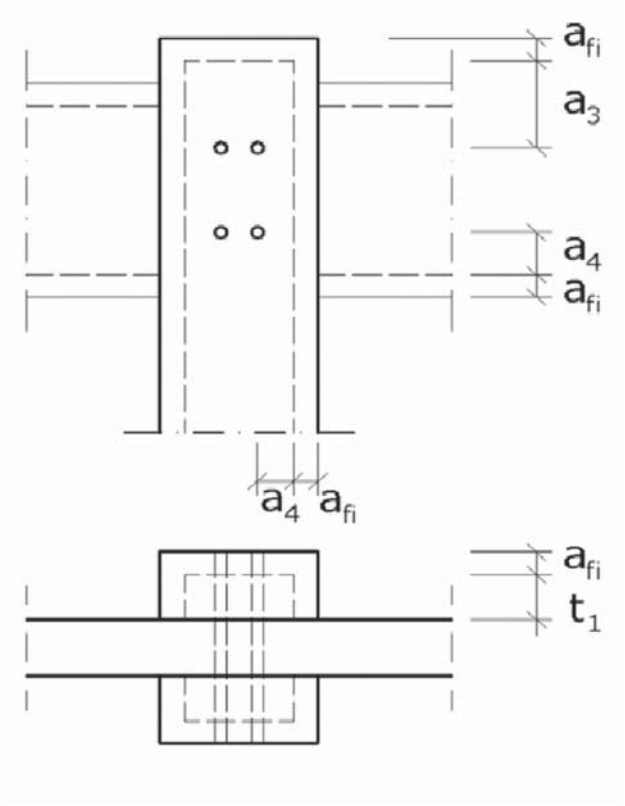
kde:

β_0 *je rychlost zuhelnatění podle tab. 1;*

k_{flux} *je součinitel zohledňující zvětšený tepelný tok skrz spojovací prostředek (má se uvažovat: k_{flux} = 1,5);*

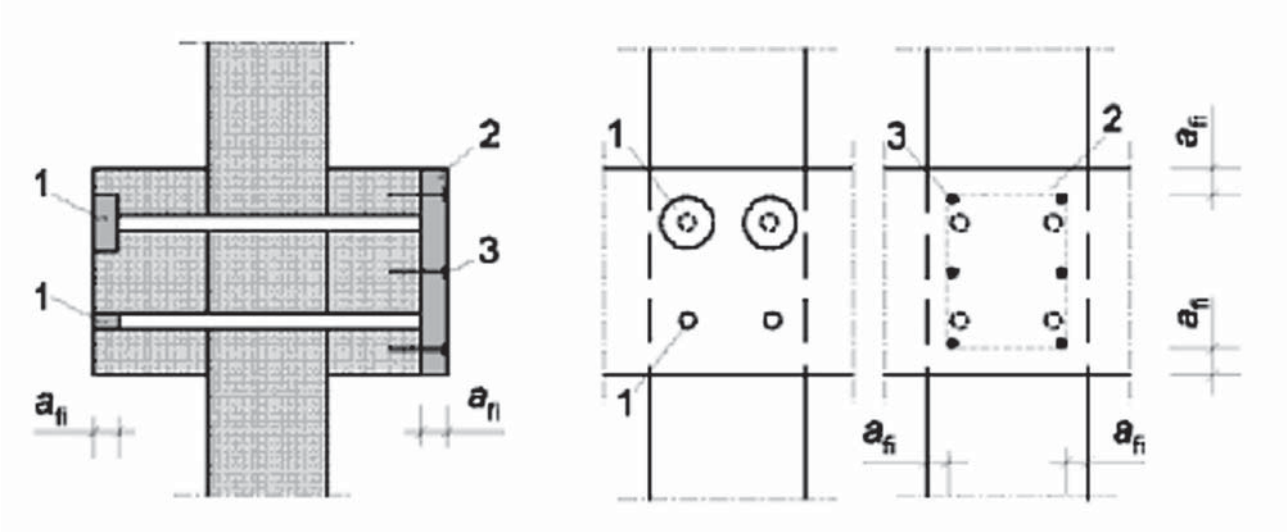
$t_{f,req}$ *je požadovaná doba požární odolnosti;*

$t_{fi,d}$ *je doba požární odolnosti nechráněného spoje uvedená v tab. 2.*



Obr. 9: Zvětšení tloušťky a vzdálenosti spojovacích prostředků od konce a okraje

Spoje lze chránit před účinky požáru (zejména kovové spojovací prostředky) pomocí vlepených zátek nebo obkladem – deskami (na bázi dřeva nebo sádrokartonu) - obr. 10. Připojení obkladových desek musí být nezávislé na chráněném spoji a musí garantovat připojení desky po dobu požární odolnosti samotné desky.



Obr. 10: Dodatečná ochrana spojů vlepenými zátkami (1) a obkladovými deskami (2), přípoj desek (3)

4 PŘÍKLADY POSOUZENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI DŘEVĚNÝCH PRVKŮ

V této kapitole bude prezentován posudek požární únosnosti základních prvků dřevěných konstrukcí (sloup, nosník).

4.1 SLOUP – POŽÁRNÍ ODOLNOST R30

Zadání

Posuďte únosnost oboustranně kloubově uloženého sloupu dřevostavby obdélníkového průřezu 140×160 mm a výšce 2,6 m na požární odolnost R30. Sloup, zabudovaný ve třídě provozu 1, je proveden z rostlého dřeva třídy C24 a je zatížen návrhovou dlouhodobou osovou silou N_{Ed} = 130 kN.

Materiálové charakteristiky:

$$f_{c,0,k} = 21 MPa$$

$$E_{0,05} = 7400 MPa$$

Návrh na účinky požáru:

$$N_{Ed,fi} = \eta_{fi} N_{Ed}$$

$$N_{Ed,fi} = 0{,}6.130 = 78\,kN$$

Pozn.:

Pro zjednodušení je doporučena hodnota η_{fi} = 0,6 (mimo zatížení kategorie E, uvedené v EN 1991-2-1:2002 – prostory citlivé na hromadění zboží včetně přístupových prostor).

Metoda redukovaného průřezu

Účinná hloubka zuhelnatění:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 = 24 + 1{,}0.7 = 31\,mm$$

$$d_{char,n} = \beta_n\, t = 0{,}8.30 = 24\,mm$$

Průřezové charakteristiky:

$$A_{fi} = b_{fi}\, h_{fi} = 78.98 = 7644\,mm^2$$

$$I_{y,fi} = \frac{1}{12} b_{fi}\, h_{fi}^3 = \frac{1}{12} 78.98^3 = 6{,}118.10^6\,mm^4$$

$$I_{z,fi} = \frac{1}{12} h_{fi}\, b_{fi}^3 = \frac{1}{12} 98.78^3 = 3{,}8755.10^6\,mm^4$$

$$i_{y,fi} = \sqrt{\frac{I_{y,fi}}{A_{fi}}} = \sqrt{\frac{6{,}118.10^6}{7644}} = 28{,}29\,mm$$

$$i_{z,fi} = \sqrt{\frac{I_{z,fi}}{A_{fi}}} = \sqrt{\frac{3{,}8755.10^6}{7644}} = 22{,}51\,mm$$

Návrhová pevnost dřeva za požáru:
v tlaku rovnoběžně s vlákny

$$f_{c,0,d,fi} = k_{\mathrm{mod},fi}\, k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1{,}0.1{,}25 \frac{21}{1{,}0} = 26{,}25\, MPa$$

Štíhlosti:

$$\lambda_y = \frac{L_{vzp,y}}{i_{y,fi}} = \frac{2600}{28{,}29} = 91{,}90$$

$$\lambda_z = \frac{L_{vzp,z}}{i_{z,fi}} = 22{,}51 = 115{,}47$$ *(větší štíhlost kolmo na osu z – posouzení)*

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi}\sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{115{,}47}{\pi}\sqrt{\frac{21}{7400}} = 1{,}959$$

Součinitel vzpěru:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{2{,}585 + \sqrt{2{,}585^2 - 1{,}959^2}} = 0{,}234$$

$$k_z = 0{,}5\left[1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0{,}3) + \lambda_{rel,z}^2\right] = 0{,}5\left[1 + 0{,}2\,(1{,}959 - 0{,}3) + 1{,}959^2\right] = 2{,}585$$

Napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny v průřezu:

$$\sigma_{c,0,d,fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{A_{fi}} = \frac{78.10^3}{7644} = 10{,}20\, MPa$$

Posouzení:

$$\frac{\sigma_{c,0,d,fi}}{k_{c,z} f_{c,0,d,fi}} \le 1{,}0$$

$$\frac{10{,}20}{0{,}234.26{,}25} \le 1{,}0$$

$1{,}66 \le 1{,}0 \Rightarrow$ *NEVYHOVUJE*

Nutno navrhnout nový průřez (větší)!!!

4.2 NOSNÍK – POŽÁRNÍ ODOLNOST R15

Zadání

Prostě podepřený nosník obdélníkového průřezu 140 x 200 mm o rozpětí 4 m je zatížen rovnoměrným spojitým charakteristickým zatížením stálým $g_k = 0{,}7\ kNm^{-1}$ a užitným (střednědobým) $q_k = 0{,}7\ kN.m^{-1}$. Nosník je z rostlého dřeva C24 a je zabudován ve třídě provozu 1. Příčné a torzní nestabilitě je zabráněno pouze v podporách. Posuďte únosnost tohoto nosníku na R15.

Materiálové charakteristiky:

$f_{m,k} = 24MPa$

$f_{v,k} = 4{,}0MPa$

$E_{0,05} = 7400MPa$

Zatížení:
charakteristické hodnoty
stálé zatížení $g_k = 0{,}7kNm^{-1}$
užitné zatížení $q_k = 0{,}7kNm^{-1}$

návrhové hodnoty
stálé zatížení $g_d = 1{,}35.0{,}7 = 0{,}95kNm^{-1}$
užitné zatížení $q_d = 1{,}5.0{,}7 = 1{,}05kNm^{-1}$

Výpočet vnitřních sil:

$$\max M_{Ed} = \frac{1}{8} g_d\, l^2 = \frac{1}{8}\, 2{,}0.4{,}0^2 = 4{,}0\, kNm$$

Návrh na účinky požáru:

$$M_{Ed,fi} = \eta_{fi} M_{Ed}$$

$$M_{Ed,fi} = 0{,}53.4{,}0 = 2{,}12\, kNm$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi}\, Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1}} = \frac{0{,}7 + 0{,}5.0{,}7.}{1{,}35.0{,}7 + 1{,}5.0{,}7} = 0{,}53$$

Metoda redukovaných vlastností:

Hloubka zuhelnatění: (bez uvážení zaoblení rohů)

$$d_{char,n} = \beta_n\, t = 0{,}8.15 = 12\, mm$$

Průřezové charakteristiky:

$$W_{y,fi} = \frac{1}{6} b_{fi}\, h_{fi}^2 = \frac{1}{6} 116.188^2 = 6{,}83.10^5\, mm^3$$

$$b_{fi} = b - 2d_{char} = 140 - 2.12 = 116mm$$

$$h_{fi} = b - d_{char} = 200 - 12 = 188mm$$

Návrhová pevnost dřeva za požáru:
v tlaku rovnoběžně s vlákny

$$f_{c,0,d,fi} = k_{\mathrm{mod},fi}\, k_{fi} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} = 0{,}887.1{,}25 \frac{21}{1{,}0} = 23{,}28\, MPa$$

$$k_{\mathrm{mod},fi} = 1 - \frac{p}{200 A_r} = 1 - \frac{0{,}492}{200.0{,}021808} = 0{,}887$$

$A_r = b_{fi}\, h_{fi} = 0{,}116 . 0{,}188 = 0{,}021808\, m^2$ *(plocha zbytkového průřezu v m²)*

$p = b_{fi} + 2h_{fi} = 0{,}116 + 2.0{,}188 = 0{,}492\, m$ *(zbytkový obvod průřezu vystavený účinkům požáru v m)*

Napětí v ohybu za požáru:

$$\sigma_{m,d,fi} = \frac{M_{Ed,fi}}{W_{fi}} = \frac{2{,}12.10^6}{6{,}83.10^5} = 3{,}10 MPa$$

Příčné a torzní nestabilitě je zabráněno pouze v podporách

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{103{,}91}} = 0{,}481 \qquad \Rightarrow k_{crit} = 1{,}0$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0{,}78\, b^2 E_{0,05}}{h\, l_{ef}} = \frac{0{,}78.116^2 .7\,400}{188.(0{,}9.4000 + 376)} = 103{,}91 MPa$$

Posouzení:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit}\, f_{m,d}} \le 1{,}0 \qquad \frac{3{,}10}{1{,}0.23{,}28} \le 1{,}0 \qquad 0{,}13 \le 1{,}0 \Rightarrow VYHOVUJE$$

5 ZÁVĚR

Z uvedených informací vyplývá, že dřevěné konstrukce mohou, navzdory některým mýtům dosud přežívajícím v laické i odborné veřejnosti, po poměrně dlouhou dobu úspěšně vzdorovat účinkům požáru. Zejména moderní masivní konstrukce z lepeného lamelového dřeva vykazují vysokou požární odolnost a nejslabším článkem dřevěných konstrukcí často bývají spoje z oceli a jiných kovových materiálů.

PODĚKOVÁNÍ

Práce byla realizována za finančního přispění Evropské unie v rámci projektu Partnerství v oblasti stavebnictví a architektury, č. projektu: CZ.1.07/2.4.00/17.0064.

LITERATURA

1) *BUCHANAN, A. H., Structural Design for Fire Safety, John Wiley & Sons Inc., 2002, ISBN 0 471 88993 8.*
2) *LOKAJ, A. a kol. Dřevostavby a dřevěné konstrukce I. A II. Díl. CERM Akademické nakladatelství Brno, 2010, ISBN 978-80-7204-732-1.*
3) *ČSN EN 1991-1-2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-2: Obecná zatížení – Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru, ČNI Praha, 08/2004.*
4) *ČSN EN 1995-1-2: Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí. Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru, ČNI Praha, 12/2006.*
5) *ČSN EN 1995-1-1. Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČNI, Praha, 2006.*

***Doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.**, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: **(+420) 597 321 302**, e-mail: **antonin.lokaj@vsb.cz**.*

***Ing. Kristýna Vavrušová, Ph.D.**, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: **(+420) 597 321 375**, e-mail: **kristyna.vavrusova@vsb.cz**.*

POZNÁMKY

MSDK
Moravskoslezský dřevařský klastr

Lesnická a dřevařská fakulta

Název projektu:
Partnerství v oblasti stavebnictví a architektury

Registrační číslo projektu:
CZ.1.07/2.4.00/17.0064

Realizátor projektu:
Moravskoslezský dřevařský klastr, občanské sdružení

Partneři projektu:
Vysoká škola báňská-Technická univerzita Ostrava (VŠB-TUO), Fakulta stavební
Mendelova univerzita v Brně (MENDELU), Lesnická a dřevařská fakulta

Moravskoslezský dřevařský klastr, o. s.
Studentská 6202
708 33 Ostrava-Poruba
IČ.: 27003949
Tel.: +420 558 272 428

www.msdk.cz

ISBN 978-80-905391-1-2

evropský sociální fond v ČR

EVROPSKÁ UNIE

MINISTERSTVO ŠKOLSTVÍ, MLÁDEŽE A TĚLOVÝCHOVY

OP Vzdělávání pro konkurenceschopnost

INVESTICE DO ROZVOJE VZDĚLÁNÍ