

ČESKÁ ZEMĚDĚLSKÁ UNIVERZITA V PRAZE

Fakulta lesnická a dřevařská



DIPLOMOVÁ PRÁCE

2019

Václav BARTŮNĚK

Česká zemědělská univerzita v Praze

Fakulta lesnická a dřevařská

Katedra zpracování dřeva a biomateriálů



Návrh mostní konstrukce z lepeného lamelového dřeva

Diplomová práce

Autor: Bc. Václav Bartůněk

Vedoucí práce: Ing. Miroslav Gašparík Ph.D.

2019

ČESKÁ ZEMĚDĚLSKÁ UNIVERZITA V PRAZE

Fakulta lesnická a dřevařská

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Bc. Václav Bartůněk

Dřevařské inženýrství

Název práce

Mostní konstrukce z lepeného lamelového dřeva

Název anglicky

The bridge construction made of glued laminated timber

Cíle práce

Návrh mostní konstrukce z lepeného lamelového dřeva.

Metodika

- 1) Charakteristika podmínek vybrané lokality.
- 2) Popis možných konstrukčních řešení.
- 3) Výběr 1 konstrukčního řešení s ohledem na ekonomičnost, design a realizovatelnost.
- 4) Výpočty dimenzí a návrh jednotlivých mostních prvků.

Doporučený rozsah práce

40 stran textu plus výkresové přílohy

Klíčová slova

lepené lamelové dřevo, dřevěný most, obloukový zavěšený most, příhradový most

Doporučené zdroje informací

DOLEJŠ, Jakub a Pavel RYJÁČEK. Ocelové mosty: cvičení. 3., přeprac. vyd. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013. ISBN 9788001052228.

CHEN, Wai-Fah a Lian DUAN. Bridge engineering handbook. Second edition. ISBN 9781439852071.

JOSEF, Dušan. Dřevěné mosty v České a Slovenské republice. Brno: Brnokonsult, 2008. ISBN 978-80-904227-1-1.

METTEM, C. J. Timber bridges. New York, NY: Routledge, 2011. ISBN 978-0-415-57796-0.

Předběžný termín obhajoby

2018/19 LS – FLD

Vedoucí práce

Ing. Miroslav Gašparík, PhD.

Garantující pracoviště

Katedra zpracování dřeva a biomateriálů

Elektronicky schváleno dne 2. 4. 2019

doc. Ing. Milan Gaff, PhD.

Vedoucí ústavu

Elektronicky schváleno dne 3. 4. 2019

prof. Ing. Marek Turčáni, PhD.

Děkan

V Praze dne 09. 04. 2019

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma Návrh mostní konstrukce z lepeného lamelového dřeva vypracoval samostatně pod vedením Ing. Kamila Trgaly Ph.D. a Ing. Miroslava Gašparíka, Ph.D. a použil jen prameny, které uvádím v seznamu použitých zdrojů.

Zveřejněním diplomové práce souhlasím s jejím zveřejněním dle zákona 111/1998 Sb. o vysokých školách v platném znění, a to bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Praze dne:

Podpis :

Poděkování

Rád bych touto cestou poděkoval panu Ing. Kamilu Trgalovi Ph.D a Ing. Miroslavu Gašparíkovi Ph.D za poskytnutí věcných rad a připomínek této diplomové práce. Zároveň bych rád poděkoval společnosti Dlubal Software s.r.o. za poskytnutí softwaru pro výpočet konstrukcí a Ředitelství silnic a dálnic ČR za odborné konzultace a poskytnutí dat spojených s výběrem mostu.

Mostní konstrukce z lepeného lamelového dřeva

Abstrakt:

Tato práce reaguje na současnou problematiku zhoršujícího se stavu mostů v České republice, využití domácí základny dřevní hmoty a zvyšování nároků společnosti na minimalizaci uhlíkové stopy stavebních děl. Práce se zabývá problematikou návrhu mostní konstrukce napříč dálničním koridorem, vyrobené z lepeného lamelového dřeva. Pro konkrétní lokalitu je navrženo komplexní řešení včetně návrhu dimenzí jednotlivých prvků. Podstatnou složkou navrhovaného řešení je dlouhodobá ochrana konstrukce před klimatickými vlivy. Při návrhu je postupováno v souladu s normami a legislativními předpisy vztahujícími se k dané problematice. Výsledkem je konkrétní projekt mostní konstrukce zpracovaný formou 3D vizualizace, osahující výkresy stěžejních částí mostu. Výsledný návrh lze koncepčně uplatnit jako pilotní řešení dřevěných mostních konstrukcí obdobných typů a rozponů.

Klíčová slova:

most z lepeného lamelového dřeva, obloukový dřevěný most, konstrukce z ohýbaného lamelového dřeva, návrh dřevěného mostu, konstrukční ochrana dřevěného mostu

The bridge construction made of glued laminated timber

Abstract:

This thesis reacts to issue of current deterioration of bridges condition in the Czech Republic. It takes into consideration usage of wood as sustainable material and low carbon and water footprint of constructions. The thesis includes engineering design of glulam bridge crossing highway corridor. Structural design was calculated including dead weight, traffic load and natural forces. The bridge is designed according to legislation and national standards. The result is specific timber bridge construction in 3D view containing drawings of major bridge sections. Final design can be used as a pilot study for designing of timber bridges of similar structure and span.

Key words:

glulam timber bridge, arch wooden bridge, curved laminated timber construction, wooden bridge design, wooden bridge construction protection

Obsah

| | | |
|--------|--|----|
| 1 | Úvod | 16 |
| 2 | Cíl práce..... | 18 |
| 3 | Rozbor problematiky | 19 |
| 3.1 | Materiály pro stavbu dřevěných mostů | 20 |
| 3.2 | Typy mostních konstrukcí..... | 21 |
| 3.2.1 | Trámový most | 21 |
| 3.2.2 | Visutý most | 22 |
| 3.2.3 | Oblouková konstrukce | 22 |
| 3.3 | Mostovka..... | 24 |
| 3.3.1 | Mostovka z mechanicky spojovaných lamel | 25 |
| 3.3.2 | Mostovka z příčně předepjatého lamelového dřeva | 25 |
| 3.3.3 | Mostovka spřažená dřevo - betonová | 26 |
| 3.3.4 | Mostovka z CLT panelu | 27 |
| 3.4 | Změny dimenzí dřeva vlivem teploty a vlhkosti..... | 27 |
| 3.5 | Mostní vybavení..... | 28 |
| 3.5.1 | Mostní dilatační závěr..... | 28 |
| 3.5.2 | Mostní ložiska..... | 29 |
| 3.5.3 | Svodidla a zábradlí..... | 31 |
| 3.6 | Vozovka | 31 |
| 4 | Metodika..... | 32 |
| 4.1 | Návrh mostní konstrukce | 32 |
| 4.1.1 | Výběr stávajícího mostu k nahrazení..... | 33 |
| 4.1.2 | Charakteristika zvolené lokality | 33 |
| 4.1.3 | Návrh konstrukce nového mostu | 33 |
| 4.1.4 | Mostní vybavení | 34 |
| 4.1.5 | Vozovka..... | 34 |
| 4.1.6 | Mostovka | 35 |
| 4.1.7 | Fluktuace dimenzí CLT v průběhu životnosti stavby..... | 35 |
| 4.1.8 | Návrh podélných a obloukových hlavních nosníků, návrh podpěr | 36 |
| 4.1.9 | Návrh příčného ztužení mostu | 36 |
| 4.1.10 | Stanovení změn dimenzí LLD vlivem vlhkosti a teploty | 37 |

| | | |
|--------|---|----|
| 4.1.11 | Návrhy spojů a pat mostu | 37 |
| 4.1.12 | Návrh konstrukční ochrany spodní stavby proti přírodním vlivům..... | 37 |
| 4.1.13 | Návrh mostního závěru | 38 |
| 4.1.14 | Návrh mostních ložisek a uložení mostu | 38 |
| 4.2 | Stanovení zatížení na konstrukci a ověření mezních stavů | 38 |
| 5 | Výsledky..... | 39 |
| 5.1 | Výběr stávajícího mostu a charakteristika lokality | 39 |
| 5.2 | Návrh konstrukce nového mostu..... | 40 |
| 5.2.1 | Návrh mostního vybavení | 42 |
| 5.2.2 | Dispozice vybavení na mostě | 43 |
| 5.2.3 | Návrh vozovky..... | 44 |
| 5.2.4 | Návrh hydroizolace | 44 |
| 5.2.5 | Návrh mostovky..... | 44 |
| 5.2.6 | Výpočet fluktuace dimenzí CLT..... | 45 |
| 5.2.7 | Posouzení torzní tuhosti panelů mostovky | 46 |
| 5.2.8 | Návrh hlavních nosníků | 47 |
| 5.2.9 | Návrh mostních podpěr..... | 50 |
| 5.2.10 | Výpočet fluktuace dimenzí LLD | 51 |
| 5.3 | Návrhy spojů | 54 |
| 5.3.1 | Spoj CLT panelu a podélných nosníků..... | 54 |
| 5.3.2 | Spoj zdvojený obloukový nosník..... | 54 |
| 5.3.3 | Spoj obloukový nosník - podélně | 55 |
| 5.3.4 | Spoj obloukový nosník - podélný nosník, příčně | 56 |
| 5.3.5 | Spoj obloukový nosník - podpěra | 56 |
| 5.3.6 | Spoj podélný nosník - podpěra | 57 |
| 5.3.7 | Spoj obloukový nosník - příčná výztuha | 57 |
| 5.3.8 | Spoj obloukový nosník - ocelová diagonální výztuha | 58 |
| 5.3.9 | Spoj podpěra - diagonální výztuha | 58 |
| 5.3.10 | Pata mostu..... | 58 |
| 5.4 | Návrh konstrukční ochrany konstrukce | 59 |
| 5.5 | Návrh mostního závěru | 60 |
| 5.6 | Návrh mostních ložisek..... | 61 |
| 5.7 | Stanovení zatížení působící na konstrukci | 62 |
| 5.7.1 | Stálé zatížení vlastní tíhou G | 62 |
| 5.7.2 | Zatížení dopravou Q | 63 |

| | | |
|-------|--|----|
| 5.7.3 | Zatížení větrem Q | 68 |
| 5.7.4 | Zatížení sněhem Q | 68 |
| 5.7.5 | Zatížení teplotou a vlhkostí..... | 68 |
| 5.7.6 | Mimořádné zatížení A | 68 |
| 5.7.7 | Zatížení seismickými pohyby A_d | 69 |
| 5.7.8 | Zatížení požárem..... | 69 |
| 5.8 | Kombinace zatížení | 69 |
| 5.9 | Posouzení mezních stavů | 69 |
| 5.9.1 | Mezní stav únosnosti (STR/GEO) | 70 |
| 5.9.2 | Mezní stav použitelnosti | 70 |
| 5.10 | Výsledky statického posouzení konstrukce | 71 |
| 5.11 | Diskuse | 73 |
| 6 | Závěr..... | 75 |
| 7 | Seznam použitých zdrojů | 76 |
| 8 | Seznam příloh..... | 81 |

Seznam obrázků

| | |
|---|----|
| <i>Obr. 1</i> Základní prvky mostu..... | 19 |
| <i>Obr. 2</i> Přímý a ohýbaný nosník z LLD (Swedish Wood 2019) | 20 |
| <i>Obr. 3</i> Prostý nosník o třech polích | 21 |
| <i>Obr. 4</i> Nosník profilu I, I s patkami a nosník uzavřený | 22 |
| <i>Obr. 5</i> Zavěšená konstrukce | 22 |
| <i>Obr. 6 a</i> Mostovka zavěšená, <i>Obr. 6 b</i> Mostovka mezilehlá, <i>Obr. 6 c</i> Mostovka horní | 23 |
| <i>Obr. 7a</i> Oblouk trojkloubový <i>Obr. 7b</i> dvojklobový <i>Obr. 7c</i> vetknutý | 24 |
| <i>Obr. 8</i> Řez mostovkou - princip tuhé desky | 24 |
| <i>Obr. 9</i> Mostovka z mechanicky spojovaných lamel | 25 |
| <i>Obr. 10</i> Mostovka z příčně předepjatých lamel (Mettem 2011)..... | 26 |
| <i>Obr. 11</i> Typy spřažení dřevěného nosníku a betonové desky | 26 |
| <i>Obr. 12</i> Mostovka z CLT panelu | 27 |
| <i>Obr. 13</i> Osazení těsněného mostního závěru a mostního ložiska (Mettem 2011) | 29 |
| <i>Obr. 14</i> Síly a ohybové momenty působící na ložiska | 30 |
| <i>Obr. 15</i> Vlhkost krytých, dřevěných nosníků mostu v průběhu roku..... | 35 |
| <i>Obr. 16</i> Konstrukční ochrana mostu (EN 1995-2NA:2011)..... | 37 |
| <i>Obr. 17</i> Most u Lensedel DN1-031.1 | 39 |
| <i>Obr. 18</i> Nepoužitá varianta I. | 41 |
| <i>Obr. 19</i> Nepoužitá varianta II. | 41 |
| <i>Obr. 20</i> Použitá varianta | 42 |
| <i>Obr. 21</i> Dispozice vybavení na mostě | 43 |
| <i>Obr. 22</i> Schéma zatížení CLT mostovky dvojnápravou..... | 46 |
| <i>Obr. 23</i> Podélné a obloukové nosníky | 47 |
| <i>Obr. 24</i> Dělení mostních segmentů | 48 |
| <i>Obr. 25</i> Dimenze oblouku a podjezdová výška | 49 |
| <i>Obr. 26</i> Napojení podélných a obloukových nosníků | 49 |
| <i>Obr. 27</i> Uspořádání podpěr po délce mostu | 50 |
| <i>Obr. 28</i> Vertikální ztužení mostovky příčnickou | 50 |
| <i>Obr. 29</i> Příčnickou pro horizontální ztužení oblouku | 51 |
| <i>Obr. 30</i> Diagonály pro horizontální ztužení konstrukce..... | 51 |
| <i>Obr. 31</i> Schéma osazení CLT na mostě | 54 |
| <i>Obr. 32</i> Protismyková podložka pro vytvoření větrané mezery | 54 |

| | | |
|----------------|--|----|
| <i>Obr. 33</i> | Zdvojení obloukových nosníků | 55 |
| <i>Obr. 34</i> | Podélné napojení obloukových nosníků | 55 |
| <i>Obr. 35</i> | Protismykové podložky pro spojení hlavních a obloukových nosníků | 56 |
| <i>Obr. 36</i> | Napojení podpěry na obloukový nosník | 56 |
| <i>Obr. 37</i> | Napojení podpěry na hlavní nosník | 57 |
| <i>Obr. 38</i> | Napojení příčnicku a obloukového nosníku | 57 |
| <i>Obr. 39</i> | Napojení ocelové diagonály na obloukový nosník | 58 |
| <i>Obr. 40</i> | Napojení diagonály na podpěry mostu | 58 |
| <i>Obr. 41</i> | Detail paty obloukového nosníku a podpěry | 59 |
| <i>Obr. 42</i> | Konstrukční ochrana obloukových nosníků | 59 |
| <i>Obr. 43</i> | Řez mostním závěrem | 60 |
| <i>Obr. 44</i> | Předpokládané dilatační pohyby mostu | 61 |
| <i>Obr. 45</i> | Zatížení vlastní tíhou | 62 |
| <i>Obr. 46</i> | Rozmístění pruhů na mostě | 63 |
| <i>Obr. 47</i> | Rovnoměrné zatížení dopravou | 64 |
| <i>Obr. 48</i> | Zatěžovací plocha pneumatik na mostě | 64 |
| <i>Obr. 49</i> | Přepočet zatížení od pneumatiky do středu nosné desky | 65 |
| <i>Obr. 50</i> | Zatížení dvojnápravou | 66 |
| <i>Obr. 51</i> | Globální posouzení MSÚ | 71 |
| <i>Obr. 52</i> | Analýza konstrukce MSP, charakteristické hodnoty zatížení | 71 |

Seznam tabulek

| | |
|---|----|
| <i>Tab. 1</i> Změna šířky CLT panelu vlivem vlhkosti | 45 |
| <i>Tab. 2</i> Změna délky CLT panelu vlivem vlhkosti | 46 |
| <i>Tab. 3</i> Změna šířky nosníku z LLD vlivem vlhkosti | 52 |
| <i>Tab. 4</i> Změna výšky nosníku z LLD vlivem vlhkosti | 52 |
| <i>Tab. 5</i> Změna délky nosníku z LLD vlivem vlhkosti | 53 |
| <i>Tab. 6</i> Změna délky nosníku z LLD vlivem teploty | 53 |
| <i>Tab. 7</i> Stálé zatížení vlastní tíhou - horní stavba | 62 |
| <i>Tab. 8</i> Model zatížení LM 1, zatížení rovnoměrné | 63 |
| <i>Tab. 9</i> Model zatížení LM 1, zatížení dvojnápravou | 66 |
| <i>Tab. 10</i> Výsledky posouzení mezních stavů* | 72 |
| <i>Tab. 11</i> Srovnání hmotnosti jednotlivých variant | 73 |

Seznam zkratk

α - koeficient teplotní roztažnosti

α - regulační součinitele pro odpovídající třídu komunikace

CLT - cross laminated timber- křížem lepené lamelové dřevo

G - zatížení stálé

$G_{k,sup}$ - horní hranice charakteristické tíhy mostních prvků

$G_{k,inf}$ - spodní hranice charakteristické tíhy mostních prvků

gr1 - sestava zatížení dopravou „gr1“

KZ - kombinace zatížení

LLD - lepené lamelové dřevo

LVL - vrstvené dřevo, laminated veener lumber

LM - load model, zatěžovací model dopravou

MDČR - Ministerstvo dopravy České Republiky

MSP - mezní stav použitelnosti, II. mezní stav (EN 1990:2002)

MSÚ - mezní stav únosnosti, I mezní stav (EN 1990:2002)

PTFE - poly tetra flouor ethylen- teflon

TP - technické podmínky Ministerstva dopravy České republiky

TPV - technické podmínky výrobce

ZS - zatěžovací stav

žb. - železobeton

1 Úvod

V České republice je celkem přes 12 tisíc mostních konstrukcí, určených pro silniční a železniční dopravu. Převážná většina mostů je postavena z materiálů na bázi železobetonu, oceli, kamene či jejich kombinace. Silničních mostů postavených z materiálů na bázi dřeva jsou však v České republice pouze jednotky. Výjimkou jsou například krytý, dřevěný, silniční most postavený věšadlovou konstrukcí v Bystré nebo krytý Radošovský most, který je od 13. století po několika přestavbách funkční dodnes.

Ve srovnání ze severskými zeměmi, kde jsou dřevěné mosty zájmovými skupinami po desítky let propagovány, Česká republika v počtu silničních dřevěných mostů silně zaostává. V Norsku a Švédsku tvoří dřevěné mosty 10%, respektive 20% z nově budovaných silničních mostů. Ve Finsku zaujímá podíl stávajících dřevěných mostů přibližně 4% z celkového počtu, avšak dřevěné silniční mosty o rozponech přesahujících 30 metrů můžeme nalézt také v Německu, Francii, Anglii nebo v Rakousku (Puu info Ltd. 2019).

V minulých dekáдах bylo v České republice trendem stárnutí mostů a zhoršování jejich technického stavu vlivem nedostatečné údržby i omezené výstavby nových konstrukcí. Z dat poskytnutých Ředitelstvím silnic a dálnic ČR (dále jen „ŘSD“), které má ve správě přes 5000 mostů na území ČR je k 1.1.2019 přes 10 % mostů ve špatném, velmi špatném či havarijním stavu. Z hlediska využití potenciálu obnovitelných surovin se nahrazení těchto mostů jeví jako nejvýhodnější.

Materiálovou alternativou k materiálům na bázi silikátů a oceli je pro určité typy mostních konstrukcí právě dřevo. V případě použití dřeva či materiálu na bázi dřeva je výhodou jeho vysoký poměr pevnosti a hmotnosti a s tím spojené nižší nároky na nosnost základů. Vlivem nižší hmotnosti konstrukce dochází také ke snížení celkové energie potřebné při výrobě a přepravě prefabrikovaných mostních částí. Dřevo je přírodním materiálem a tento fakt mu přidává na významu v dnešní době, kdy je veřejností kladen tlak na ekologii a využití obnovitelných zdrojů. Ve srovnání s konvenčními technologiemi, je při stejné mostní konstrukci, při výrobě dřevěného mostu spotřebováno jen 60 % energetických zdrojů a emitováno 50% skleníkových plynů. V případě započtení vlivu využití dřeva jako materiálu s negativní uhlíkovou stopou, je při jeho použití možné dosažení nulové či dokonce záporné uhlíkové bilance. (Mettem 2011)

Z hlediska architektonického je dřevo konkurenceschopnou alternativou. Lepené lamelové dřevo umožňuje výrobu všesměrně ohýbaných nosníků s variabilním průřezem, podobně jako je tomu u oceli, avšak u dřeva s výrazně nižšími nároky na vstupní energii.

V kontextu se současnou situací chřadnoucích lesních porostů střední Evropy, napadených brouky podčeledi kůrovci, bude v následujících letech nutné najít smysluplné využití přebytku vytěžené dřevní hmoty. Jen v České republice budou tyto přebytky oproti běžné těžbě v řádech několika milionů metrů krychlových. Budování mostních konstrukcí by mohlo, vzhledem k objemu využitého materiálu, tento problém mírnit.

Na druhou stranu je nutno podotknout, že dřevo je materiál, který při vystavení exteriérovým klimatickým podmínkám v kombinaci s vyšší vlhkostí snadno podléhá biodegradčním činitelům. Při jeho správném zabudování, provedení patřičné konstrukční i chemické ochrany a pravidelných kontrolách však může plnit svůj účel i po stovky let. Důkazem je například celodřevěný železniční most Barmouth Viaduct, postavený v roce 1921 v anglickém Walesu nebo stále stojící, krytý most pro pěší, ve švýcarském Bad Sackingen z roku 1272.

2 Cíl práce

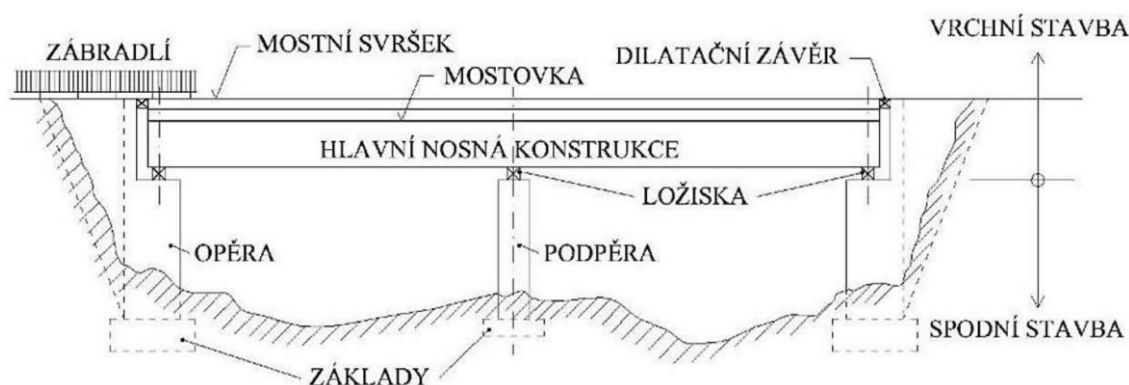
Cílem práce je návrh dřevěného mostu určeného pro silniční dopravu. Práce si klade za cíl zhodnotit výhody a překážky v použití materiálů na bázi dřeva při stavbě mostní konstrukce a navrhnout variantu, která by tyto překážky překonala.

V této práci bude vybrána a popsána konkrétní lokalita, zhodnoceny možné typy mostní konstrukce a navrženy jednotlivé prvky mostu. Jako hlavní materiál bude v návrhu použito lepené lamelové dřevo a materiály sloužící k jeho dlouhodobé funkčnosti. Most bude navrhován dle platných norem a legislativních předpisů, bude obsahovat výpočty a posouzení hlavních prvků, návrhy hlavních spojů, řešení konstrukční ochrany dřeva a výstupy hlavních částí ve 2D a 3D. Výsledek práce bude možné koncepčně použít při navrhování mostních konstrukcí obdobných typů i rozponů.

3 Rozbor problematiky

Vybudování nového mostu je záležitostí, která ovlivní přilehlou lokalitu na desítky až stovky let. To klade velký tlak nejen na dlouhodobou funkčnost mostu jako celku, ale také na estetiku. Estetika mostu je důležitá především na veřejně exponovaných místech. Ve městech se mosty stanou každodenní součástí života a v případě solitérních staveb, umístěných mimo veřejná místa, mohou přispět k vyšší návštěvnosti dané lokality. Jak ve městě, tak ve volné krajině by měl most zapadat do profilu dané lokality. Za esteticky příjemný design je považován design, zohledňující průběh sil v mostní konstrukci nebo design inspirovaný přírodou. Takové mosty je obecně možné zhotovit subtilnější a s nižší spotřebou materiálu (Chen 2014 a). Příkladem mohou být klenuté tvary, parabolické tlačené a tažené konstrukce, visuté konstrukce či subtilní prosté nosníky s užším průřezem ve střední části.

Aby bylo možné považovat most za most dřevěný, není při jeho návrhu vyloučeno použití i ostatních materiálů. Dle Steigera et al. (2010) není podstatné, zda bude dřevo použito jako konstrukční či jako estetický prvek. Za most dřevěný tak lze považovat most s ocelovou spodní i horní stavbou, který je následně obložen dřevěným materiálem stejně jako most s dřevěnou nosnou konstrukcí obložený kovovými ochrannými prvky a opatřený asfaltovou či betonovou vozovkou. Názvosloví mostních prvků, které bude v této práci užíváno, je patrné z obrázku 1.

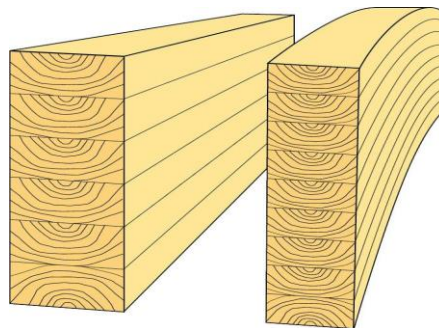


Obr. 1 Základní prvky mostu

3.1 Materiály pro stavbu dřevěných mostů

Nejpoužívanějším stavebním materiálem bylo při stavbách dřevěných mostů již od středověku dřevo masivní. Masivní nosníky umožňují efektivní překlenutí rozpětí až 12 metrů, avšak při větších rozponech je jejich použití jako hlavních nosníků složitější. U současných silničních mostů si masivní dřevo zachovává svůj význam při výrobě mostního vybavení, jako jsou svodidla a zábradlí, stejně jako při konstrukci některých typů mostovek. Z důvodů potřeby překlenutí větších rozponů bylo začátkem 20 století vyvinuto lepené lamelové dřevo.

Lepené lamelové dřevo označované jako „LLD“, anglicky přeložitelné jako glued laminated timber neboli glulam je v dnešní době, pro stavbu velkorozponových dřevěných mostů, nejpoužívanější. Výhodou LLD je oproti dřevu masivnímu možnost výroby mnohonásobných dimenzí, ale také možnost výroby všesměrně ohýbaných prvků (obr. 2). S ohledem na výrobní vybavení dodavatelů lze standardně vyrábět hoblované nosníky délek do 30 m s průřezem 2000 × 240 mm a v extrémních případech i 50 m s průřezem 2500 × 300 mm (Mayr- Melnhof Huttemann Wismar GmbH, 2019).



Obr. 2 Přímý a ohýbaný nosník z LLD (Swedish Wood 2019)

Nosníky jsou vyráběny z délkově nastavovaných lamel, výšky 20-50 mm, v závislosti na poloměru ohybu nosníku. U šířek do 240 mm jsou nosníky vyráběny prostým naskládáním lamel na výšku nosníku, jejich vzájemným slepením a stažením v tvarových lisech. Při větších šířkách průřezu než 240 mm je nutné přistoupit ke komplikovanější výrobě, a to nejprve vyrobou konstrukčních desek spárovek, které jsou následně vzájemně lepeny. Tato varianta je však náročnější svou pracností a ekonomicky méně výhodná.

Dalším materiálem používaným pro zhotovení nosníků je takzvané vrstvené dřevo LVL (laminated veener lumber), které je využíváno pro svou vysokou ohybovou pevnost a rozměrovou stabilitu. LVL je vyrobeno lepením jednostranně orientovaných dých na šířku nosníku, čímž dochází k rozptýlení vad a zvýšení pevnosti. Tento materiál je pro svou únosnost vhodný pro použití u konstrukcí s požadavky na nízkou výšku nosníku, avšak pro svou finanční nákladnost je při stavbě mostů využíván jen zřídka.

Dalším materiálem, podrobněji popsáním v kapitole 3.3.4, je křížem vrstvené lamelové dřevo, neboli CLT (cross laminated timber).

3.2 Typy mostních konstrukcí

3.2.1 Trámový most

Trámová konstrukce, někdy označovaná také jako nosníková konstrukce, je nejjednodušším způsobem překlenutí překážky. Trámová konstrukce je charakteristická oboustranným podepřením soustavy prostých nosníků, které mohou mít konstantní nebo variabilní průřez. Nosníky neboli také podélníky trámové konstrukce mohou být plnostěnné, duté nebo příhradové a mohou být tvořeny jedním či více poli (viz. obr. 3).



Obr. 3 Prostý nosník o třech polích

Dle počtu podélníků a jejich rozteče, v příčném směru, je možné upravovat šířku navrhovaného mostu. U většiny mostů je soustava podélníků obvykle příčně ztužena příčníky, připojenými šroubovanými spoji, svařením či betonováním, tak aby byla vytvořena tuhá deska. Nosníky betonové či ocelové mají často průřez zohledňující efektivní využití materiálu, a proto jsou obvykle duté, s větším množstvím materiálu na straně tažených a tlačných vláken. V oblasti neutrálné osy, kde dochází k nulovým napětím, je materiálu nejméně. V případě nosníků z lepeného lamelového dřeva je ze stejného důvodu, v oblasti neutrálné osy nosníků, použit méně kvalitní materiál, s nižšími

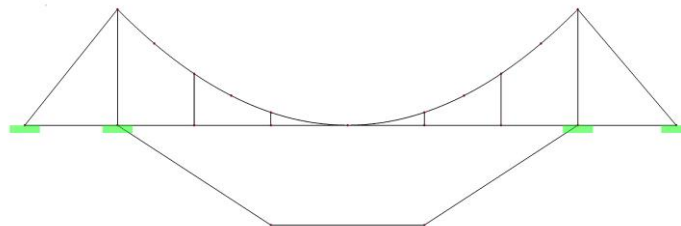
nároky na pevnost lamel. Tvar průřezu podélníků se obvykle volí ve tvaru písmene I bez patek, I s patkami nebo je profil uzavřený a dutý.



Obr. 4 Nosník profilu I, I s patkami a nosník uzavřený

3.2.2 Visutý most

Visutá konstrukce je vhodná pro překlenutí velkých rozponů, které mohou být v některých případech i v řádech kilometrů. Délka hlavního pole japonského mostu Akashi Kaikyo dosahuje, s použitím dvojice hlavních lan, 1991 metrů (Chen 2014b). U visuté konstrukce je statické působení konstrukce zajištěno nejčastěji dvěma hlavními lany ukotvenými do betonových pat, umístěných po obou okrajích mostu. Samotná mostovka je následně zavěšena pomocí lan vedlejších na lana hlavní (viz. obrázek 5). Tato konstrukce je vhodná do seizmicky aktivních oblastí, je však náchylná na boční zatížení větrem, která mohou způsobit vibrace a vychylování mostovky z její osy. Stabilizace mostovky je obvykle dosaženo zhotovením mostovky jako plnostěnného nosníku nebo soustavou I nosníků s diagonálními příčnými výztuhami.



Obr. 5 Zavěšená konstrukce

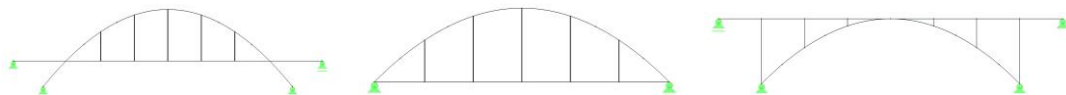
3.2.3 Oblouková konstrukce

Historicky byla oblouková konstrukce objevena dlouho po konstrukci trámové i zavěšené. Na poli stavebnictví se však jednalo o první typ konstrukce, který přenášel zatížení v závislosti na svém tvaru. Příkladem může být francouzský aquadukt Pont du Gard nebo český Karlův most (Chen 2014a). Oblouková konstrukce je vhodná pro materiály s vyšší únosností v tlaku, jelikož je při vhodném návrhu tvaru oblouku většina

sil přeměněna na síly tlakové, směřující do podpor. Nejvhodnějším tvarem oblouku je tzv. obrácená řetězová křivka, která vznikne zavěšením řetězu za dva fixní body. V případě použití oblouku tohoto tvaru jsou veškeré vnitřní síly tlakové. Jelikož je řetězová křivka tvarem velmi podobná křivce parabolické, především při větších rozponech a nižším nadvýšení, jsou pro stavbu moderních obloukových mostů používány nosníky parabolické. Ve srovnání s mostem polokruhovým umožní tento optimalizovaný tvar paraboly nižší spotřebou materiálu spojenou také s finanční úsporou. (Chen 2014a)

Poměr nadvýšení mostu vůči rozponu je u parabolických nosníků značně variabilní. Obvykle se tento poměr pohybuje v rozmezí 1/2 až 1/10. Za optimální variantu zohledňující především ekonomické aspekty je považován poměr nadvýšení vůči rozponu oblouku 1/3 – 1/6. U moderních betonových mostů může být poměr nadvýšení vůči délce i 1/16. Snížením nadvýšení je dosaženo estetického vzhledu, avšak s vyššími náklady spojenými s náchylností konstrukce ke kmitání, vyšším deformacím a s nižší stabilitou. Nevýhodou mostů s nízkým nadvýšením je také požadavek na vysokou únosnost základů, jelikož konstrukce mostu vytváří vysoké horizontální síly, které mohou způsobit odsunutí základů. (Chen 2014a)

Podle umístění mostovky vůči podpěrným obloukům lze obloukové mosty rozdělit na mosty se zavěšenou mostovkou, mosty s mezilehlou mostovkou a mosty s horní mostovkou (viz. obr. 6).



Obr. 6 a Mostovka zavěšená, Obr. 6 b Mostovka mezilehlá, Obr. 6 c Mostovka horní

3.2.3.1 Obloukové konstrukce dle stupně statické neurčitosti

Typy obloukových konstrukcí lze z hlediska statické neurčitosti rozdělit na oblouky vetknuté - 3× staticky neurčité, dvoj kloubové - 1× staticky neurčité a trojkloubové - staticky určité (viz. obr. 7). Obecně platí, že čím vyšší je počet kloubů v oblouku, tím nižší vznikají v nosnících ohybové momenty a snižuje se náchylnost mostu na změny tvaru. Se vzrůstajícím počtem kloubů však vzrůstají náklady na zhotovení a náklady na údržbu (Chen 2014a). Oblouky vetknuté (obr. 7c) se uplatňují u betonových

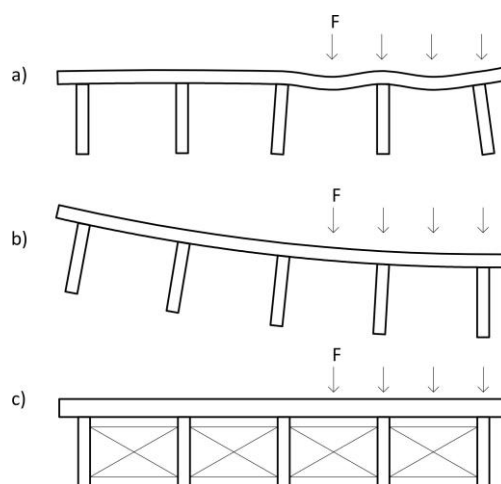
mostů krátkých rozponů nebo u mostů ocelových mostů, až od rozponů větších. Oblouky dvojklobové (obr. 7b) jsou nejčastěji používány pro střední rozpony mostů ocelových. Oblouky trojklobové (obr. 7a) se příliš často nepoužívají, jelikož kloub překáží ve vozovce, avšak mohou být vhodné pro nestabilní podloží. (Karamazínová 2006)



Obr. 7a Oblouk trojklobový Obr. 7b dvojklobový Obr. 7c vetknutý

3.3 Mostovka

Mostovka je souhrnné označení pro nosnou konstrukci sloužící k transferu horizontálních i vertikálních sil z mostního svršku do podpor. Mostovka je příčně i podélně ztužujícím prvkem mostní konstrukce a měla by být navržena jako tuhá deska (Chen 2014b). Účelem tuhé desky je spolupůsobení částí mostovky při odolávání horizontálním i vertikálním tlakům a roznesení vnějších sil do větší plochy. Na obrázku 8a jsou patrné důsledky lokálního prohnutí mostní roznášecí desky, na obrázku 8b celkové prohnutí mostovky a obrázek 8c znázorňuje dostatečně tuhou desku s příčným vyztužením příčníky.



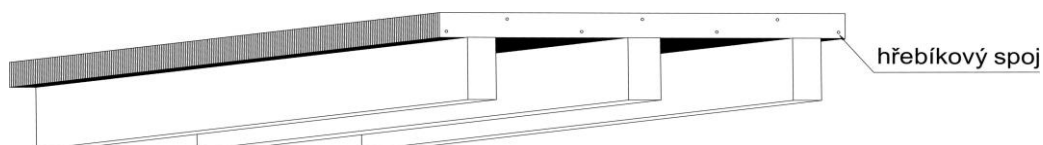
Obr. 8 Řez mostovkou - princip tuhé desky

Obvyklou variantou jsou v ČR mostovky z materiálů na bázi železobetonu nebo oceli. Norma EN 1995-2:2004 však připouští také následující typy ortotropních mostovek z materiálů na bázi dřeva.

- Mostovka z lamel spojovaných mechanicky, či lepením
- Mostovka z příčně předepjatých lamel, lepených, či bez lepení
- Mostovka spřažená dřevo - betonová
- CLT – Mostovka z křížem skládaných lamel

3.3.1 Mostovka z mechanicky spojovaných lamel

Tato metoda spočívá v usazení lamel obvyklé výšky 100 - 234 mm příčně k mostním nosníkům a jejich následnému spojení hřebíkovým spojem (viz. obrázek 9). Hřebíkový spoj brání vzájemnému usmýknutí lamel, při zatížení koly vozidel a je vyhovující pro nízké dopravní zatížení. Metoda spojování je však zdlouhavá a při dlouhodobém zatížení dochází k uvolnění hřebíkových spojů a následnému zatěžování lamel jednotlivě, nikoli jako celku. (Mettem, 2011). Teno jev je negativní především z důvodu složitých oprav případných porušení, kdy je často ekonomicky výhodnější přistoupit k výměně celé pojezdové vrstvy. Tato metoda spojování je již překonána a pro dlouhodobou funkčnost mostovky se jako vhodnější jeví varianty dále popsané.

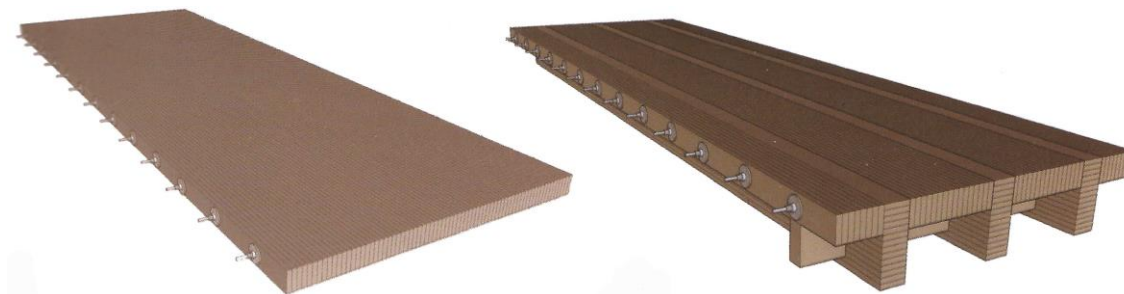


Obr. 9 Mostovka z mechanicky spojovaných lamel

3.3.2 Mostovka z příčně předepjatého lamelového dřeva

Technologie příčného předpínání mostních konstrukcí byla vyvinuta jako alternativa k mostům s mostovkou z dřevěných lamel, spojovaných hřebíkovými spoji. V současné době je převážně používána v USA na mostech kratších rozponů do 20 m. Příčné předpínání spočívá v sestavení lamel vedle sebe rovnoběžně s délkou mostu, jejich předvrtání a protažení příčné, ocelové, předepínací výztuže. Následným napnutím a zafixováním ocelové výztuže dojde k vnesení tlakového napětí kolmo na směr vláken

dřevěných lamel. To je výhodné z důvodů zamezení posuvů lamel vůči sobě při vzniku smykových napětí, při zatížení koly vozidel a z důvodu zvýšení příčné tuhosti mostovky. (Ritter 1996)

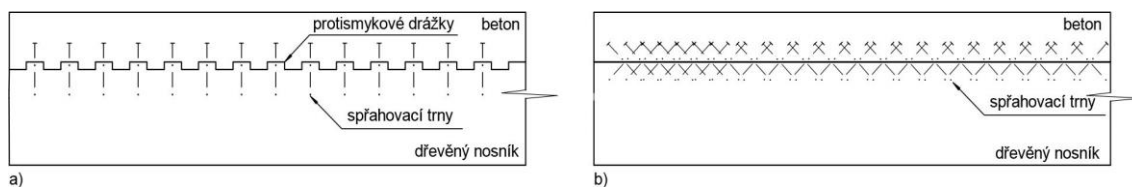


Obr. 10 Mostovka z příčně předepjatých lamel (Mettem 2011)

Nevýhodou této varianty je nutnost opětovného dotahování výztuže po 1 a 3 roce od montáže a následná kontrola každých 2 - 5 let. Důvodem nutnosti dotahování výztuže je ztráta předpětí vlivem vlhkostních změn a komprese dřevních vláken. Další nevýhodou je nutnost ponechání výztuže vyčnívat z okraje mostovky v délce nejméně 250 - 500 mm, a to z důvodu umožnění následného dotažení napínacími lisy. (Ritter 1996).

3.3.3 Mostovka spřažená dřevo - betonová

Dřevo - betonová mostovka vznikne spřažením dřevěné desky či dřevěného nosníku s betonem, pomocí spřahovacích prostředků. Spřahovacím prostředkem mohou být spřahovací vysokopevnostní vruty v kombinaci s protismykovými příčnými zářezy v nosníku či dřevěné desce (obr. 11a), nebo jen vysokopevnostní vruty, nejčastěji umístěné pod úhlem 45° (obr. 11b).



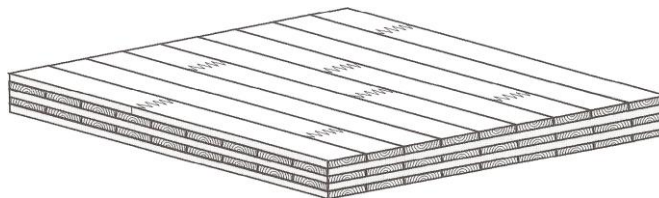
Obr. 11 Typy spřažení dřevěného nosníku a betonové desky

V koncových polích mostovky bývá často přistupováno ke zhuštění spřahovacích prvků, z důvodu přenosu vyššího smykového napětí, které vzniká mezi betonovou deskou

a dřevěnými nosníky. Dřevo - betonové mostovky jsou používány na Novém Zélandu a v USA, avšak k jejich masivnímu rozšíření v jiných zemích nedošlo (Mettem 2011). V České republice je prvním mostem postaveným touto technologií lávka přes Benešovský potok, postavená roku 2016.

3.3.4 Mostovka z CLT panelu

CLT panely jsou vyrobeny z křížem lepených vrstev dřevěných lamel, nejčastěji tloušťky 24 mm (viz. obr. 12). Maximální rozměry panelů jsou $2,95 \times 16$ m s maximální tloušťkou panelu 320 mm. Výhodou CLT panelů je jejich přesné dílenské zpracování, vysoká rozměrová stabilita a dle technických listů firmy Stora Enso (2012) jsou vhodné do třídy použití 2. CLT panely jsou vzhledem k lepení jednotlivých vrstev pootočených o 90° rozměrově stabilnější než masivní materiály, což může být výhodou při snaze o eliminaci dilatací u rozměrných konstrukcí. Výhodou je také možnost využití samotného CLT panelu pro zajištění horizontální tuhosti konstrukce. Ke spojování panelů dochází nejčastěji stavebními vruty nebo systémovými spojovacími prvky. Tloušťka panelu je však, stejně jako u dřeva masivního či lepeného, náchylná na změny vlhkosti a při venkovní expozici dochází v průběhu roku k jejím změnám.



Obr. 12 Mostovka z CLT panelu

3.4 Změny dimenzí dřeva vlivem teploty a vlhkosti

S použitím dřevěného materiálu vyvstává zcela nový problém související se změnou dimenzí mostu vlivem změny vzdušné relativní vlhkosti, v průběhu dne i roku. Norma EN 1992-2:2004 uvádí požadavek na maximální, montážní, absolutní vlhkost dřevěných prvků mostů z lepeného lamelového dřeva 16 %. Tato hodnota je v souladu s doporučením více autorů (Mettem 2011), (Steiger 2010) a mimo jiné také s britskou normou BS EN 942, která uvádí dlouhodobou rovnovážnou vlhkost, která bude dosažena v tesařské konstrukci, v kryté exteriérové expozici, na 12 - 19 %.

Změny dimenzí masivního dřeva je možné vypočítat na základě znalosti fluktuační relativní vlhkosti a teploty vzduchu v průběhu roku, s použitím převodních nomogramů (Kollmann a Côté 1968).

Ritter (1996) uvádí požadavek na počáteční vlhkost konstrukce, která by měla být blízká vlhkosti v době její životnosti. V případě, instalování konstrukce s výrazně nižší či vyšší vlhkostí než 16%, bude docházet nejen k vyšším vnitřním napětím uvnitř lepeného dřevěného materiálu a tvorbě trhlin, ale vyšší rozdíl vlhkostí zapříčiní vysoké dotvarování a změny tvaru konstrukce po její instalaci.

Dle Eurokódu 1. EN 1990 (2002) má být, při navrhování konstrukce a posuzování mezních stavů, zohledněn nejen vliv změny vlhkosti, ale také změny teplot. Tyto faktory vždy působí současně. V zimě, kdy dochází ke zkrácení prvku vlivem teplot, dochází zároveň k jeho bobtnání vlivem vlhkosti a opačně je tomu v létě. Tento jev tedy znamená, že změna rozměru vlivem vlhkosti je redukována vlivem teploty. Kolmo na dřevní vlákna je vliv teploty, vzhledem k vysokému koeficientu bobtnání/ sesychání, zanedbatelný. Podél dřevních vláken je však, při výpočtu, vliv teploty i vlhkosti nutno uvážit.

Ze změn dimenzí dřevěných mostů, vyvstává požadavek na konstrukční řešení spojů a usazení mostu, které budou tyto změny umožňovat. Při jejich opomenutí by docházelo k nadměrnému pnutí uvnitř nosníků, které by mohlo vést k jejich delaminaci či boulení a následné ztrátě únosnosti. Omezení trhlin je žádoucí i z hlediska ochrany nosníků proti vniknutí vody. Jelínek (2012) uvádí maximální přípustný rozměr kovových spojovacích prvků, které omezují pohyby dřeva ve směru radiálním či tangenciálním, na 250 mm. Tento rozměr proto bude při navrhování fixních kovových spojovacích prvků limitní.

3.5 Mostní vybavení

Vybavení mostu je souhrnný název pro zařízení zvyšující bezpečnost a užitné vlastnosti mostu. Jedná se například o zábradlí, svodidla, osvětlení, mostní závěry, mostní ložiska nebo vlhkostní čidla.

3.5.1 Mostní dilatační závěr

Mostní závěry jsou používány pro umožnění dilatace mostu v podélném i příčném směru, vlivem změny teplot a vlhkosti. V průběhu své životnosti musí mostní závěr

odolávat dynamickým účinkům od zatížení kol vozidel a mimo jiné také agresivním posypovým látkám. Jde tedy o velmi namáhaný prvek, který je také dle statistik Ministerstva dopravy ČR (dále jen „MDČR“) důvodem častých poruch mostů. Dle předpisu Technických podmínek Ministerstva dopravy České republiky TP 86 (dále jen „TP“), je mostní závěry možné dělit na těsněné a netěsněné. Těsněné závěry jsou opatřeny vodotěsnou elastickou membránou, která zamezuje protečení vody skrz mostní závěr na hlavní nosnou konstrukci (viz. obr. 13). Netěsněný závěr naopak umožňuje vtékání vody, která musí být následně odvedena žlaby. Mostní závěry je možné kotvit svařením, ocelovými kotvami či betonováním do betonové či ocelové mostovky. Žádný z mostních závěrů schválených MDČR však není nožně kotvit do dřevěného podkladu.

V případě dilatačních posunů do 65 mm + 5 mm rezerva, není použití mostního závěru nutné a je možné ponechání dilatační spáry, upravené tak, aby nedocházelo ke vtékání vody do mostní konstrukce. (TP 86).

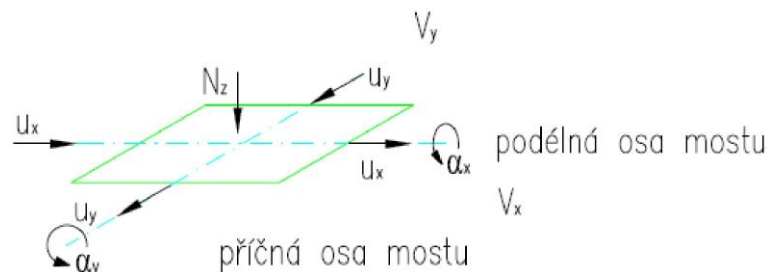


Obr. 13 Osazení těsněného mostního závěru a mostního ložiska (Mettem 2011)

3.5.2 Mostní ložiska

Účelem mostních ložisek je přenos sil z nosné konstrukce do spodní stavby při současném umožnění vzájemného posunu, pootočení či fixace nosné konstrukce v různých směrech. Statické výpočty ložisek probíhají dle Eurokódů (ČSN EN 1990-1999) a jejich požadavky jsou uvedeny v TP 262. Ložiska jsou používána pro uvolnění vnitřních sil vznikajících v konstrukci vlivem deformací. V případě neumožnění pohybu mostu by uvnitř konstrukce docházelo k vnitřním napětím, na které by musela být

konstrukce dimenzována. Ložiska mají obecně nižší návrhovou životnost než mostní konstrukce, a proto je kladen požadavek na jejich snadnou vyměnitelnost (ČSN EN 1337). Dle směru umožnění posuvů se ložiska dělí na jednosměrně či obousměrně pohyblivá a ložiska pevná.



Obr. 14 Síly a ohybové momenty působící na ložiska

Dle konstrukčního řešení lze ložiska rozdělit následovně (TP262)

- Ložiska elastomerová - pohyb přenášen elastomerem s výztužnými deskami, omezená životnost 25 let
- Hrnčová ložiska - vhodná pro mosty středních a velkých rozpětí, životnost 30 let
- Kalotová ložiska - vypouklá plocha z PTFE vhodná pro mosty středních až velkých rozpětí, umožňují velké pootočení ve všech směrech, životnost 50 let
- Cylindrická ložiska - soustava válců, vhodná pro velká rozpětí mostů, umožňují natočení jen v 1 rovině, životnost 50 let
- Pevná vodící ložiska - pro použití jen v kombinaci ostatními ložisky, zamezují horizontálním posunům.
- Vahadlová ložiska a válcová ložiska - u novostaveb mostů již nepoužívaná

Výběr ložisek probíhá na základě schématu uspořádání ložisek, který znázorňuje pohyby konstrukce v jednotlivých směrech, na základě maximálních posuvů konstrukce a na základě velikosti přenášených sil. Dalšími parametry mohou být životnost, pořizovací náklady a náklady na výměnu. Normy ani TP neuvádí možnosti montáže ložisek na dřevěné konstrukce a pro jejich montáž k dřevěnému prvku by proto muselo dojít k jejich konstrukční úpravě.

3.5.3 Svodidla a zábradlí

Jednotlivé členské státy evropské unie upravují požadavky na použití svodidel ve svých předpisech. V České republice se požadavky na svodidla na mostech zabývají normy ČSN 73 6101, ČSN 73 6110, ČSN 73 6201 a TP 114. U méně zatížených zahraničních dřevěných mostů, především v USA, je často přistupováno k vynechání svodidel a vytvoření vyšších obrubníků v kombinaci s masivním zábradlím, či zhotovení svodidel dřevěných. Příkladem může být francouzský, silniční most The Pond de Crest s dopravním zatížením do 3,5t. (Mettem 2011). V české republice jsou pro použití na mostech schválena ocelová svodidla s dřevěnými svodnicemi, avšak celodřevěná svodidla, neschválená Ministerstvem dopravy České republiky, nelze v obvyklých případech použít. Výjimkami jsou mosty v památkově chráněné lokalitě nebo mosty, kde jejich konstrukce použití schváleného svodidla neumožňuje.

3.6 Vozovka

Vozovka je důležitým prvkem mostního svršku. Je přímo vystavena účinkům kol vozidel a atmosferickým vlivům, včetně změn teploty a musí se přizpůsobovat dilatacím mostovky. U mostů určených pro zatížení dopravou bývá jako kryt vozovky použita nejčastěji asfaltová směs, avšak existují výjimky, kde je obrusná vrstva vozovky zhotovena z tvrdého dřeva s vysokou přirozenou odolností. Příkladem použití dřevěné vozovky jsou celodřevěný most Hamilton 200 v americké Indianě nebo krytý celodřevěný most Waterford v Pensylvánii. Při návrhu dřevěné mostovky je předpokládáno protečení srážkové vody mezi jednotlivými dřevěnými prvky a jejich následném přirozeném vysušení. V praxi však vždy dochází ke hromadění vody na horní ploše prvků, v trhlinách či v jejich spojích a k postupné degradaci dřeva. Nevýhodou dřevěné vozovky, oproti vozovce z minerálních pojiv, je také nižší odolnost vůči opotřebení. Naproti tomu, vozovka z minerálních pojiv vytváří, společně s hydroizolací, ochranu spodní stavby mostu a z hlediska životnosti dřevěného mostu je tato varianta výhodnější.

4 Metodika

4.1 Návrh mostní konstrukce

I když stavba mostu začíná odspodu vybudováním základů, stavbou podpěr, mostovky a následně montáží vybavení, tak při návrhu mostu je tomu naopak. Nejprve by měl být stanoven účel mostu a rámcově stanoveny hmotnosti jeho vybavení a jeho jednotlivých částí. Z těchto údajů mohou být vypočtena stálá a proměnná zatížení, která budou na mostní konstrukci v průběhu její životnosti působit. Následně může dojít k návrhu mostovky, nosné konstrukce, podpěr a nakonec základů. V průběhu navrhování má být postupováno od hlavních nosných prvků k navrhování jednotlivých detailů spojů, mostních závěrů a ložisek.

Při posuzování mostní konstrukce výpočtem, dojde k virtuálnímu zatížení idealizované konstrukce různými zatěžovacími stavy, které mohou vyvolávat síly a ohybové momenty, působící ve všech směrech. Síly mohou být vyvolány kombinacemi stálého zatížení, od vlastní tíhy mostu, s různými zatěžovacími stavy dopravy, davem lidí, větrem, sněhem, seizmicitou, mimořádným zatížením od nehody, zatížení požárem, teplotou nebo zatížením změnou vlhkosti. Při návrhu mostu musí být jeho konstrukce a jednotlivé prvky navrhovány a posuzovány v souladu s normami. V případě ověření konstrukce je konstrukce posuzována na první a druhý mezní stav, respektive mezní stav únosnosti (dále jen „MSÚ“) a stav použitelnosti (dále jen „MSP“). Každý posuzovaný prvek mostu musí vyhovovat oběma mezním stavům, a to při všech kombinacích zatížení. V případě, že prvek nevyhovuje, musí být jeho dimenze či tvar upraven a výpočet opakován. Se změnou dimenze a tvaru však dochází i ke změně tíhy prvku a tato změna tíhy musí být ve výpočtu opětovně zohledněna. Návrh mostu je cyklický proces, kde jednotlivá dílčí rozhodnutí ovlivňují následný postup výběru dalších prvků i jejich výpočtů. Vzhledem k zachování srozumitelnosti metodiky proto budou v nutných případech dílčí výsledky uvedeny a k jejich podrobnému popsání dojde v kapitole „Výsledky“.

4.1.1 Výběr stávajícího mostu k nahrazení

Na základě seznamu mostů poskytnutých Ředitelstvím silnic a dálnic ČR, (dále jen ŘSD) byly vybrány mosty zohledňující následující kritéria.

- Stav mostu VI. nebo VII. na stupnici od I. do VII. kde I. znamená výborný a VII. havarijní
- Na most není prozatím zpracovávána projektová dokumentace
- Délka jednoho pole mostu nepřesahuje 40 metrů
- Tvar mostu je přímý, beze změny směru jízdy
- Most je umístěn v lokalitě s vyšším pohybem osob, tak aby byla doceněna estetika dřevěné konstrukce
- Odfiltrovány byly mosty vedoucí přes říční koryta, kde by vlivem povodní a zvýšené vlhkosti mohlo docházet k předčasné degradaci konstrukce.
- Posledním filtrem byla 90° šikmost mostu vzhledem k překlenuté překážce.

4.1.2 Charakteristika zvolené lokality

Po výběru konkrétního mostu bylo popsáno umístění mostu vzhledem k překlenuté překážce a stanovena třída pozemní komunikace, kterou most převádí. Dále bylo dle normy ČSN EN 1991-1-3 (2005) provedeno zatřídění lokality z hlediska geologického podloží, větrné a sněhové oblasti a oblasti seizmické.

4.1.3 Návrh konstrukce nového mostu

V tomto kroku bylo přistoupeno k výběru konkrétní varianty navrhovaného mostu a byla popsána jeho základní geometrie a rozměry. Návrh mostu byl proveden v souladu EN 1990 (2002) tak, aby po jeho vytvoření bylo možné provést globální analýzu konstrukce a analýzu konstrukce. U prvků, které nebyly podrobeny analýze konstrukce, je tak v kapitole Výsledky výslovně uvedeno. Následně bylo provedeno stanovení třídy požární odolnosti dle ČSN 73 0802 (2000) a zatřídění mostu do třídy provozu konstrukce dle ČSN EN 335-1, 2 (2007).

Pozn.: Byl vybrán obloukový most s horní mostovkou.

4.1.4 Mostní vybavení

Byl proveden výběr vhodného mostního svodidla dle TP 114, TP 139 a TP 203. Následně bylo přistoupeno k výběru materiálu zábradlí a stanovení jeho výšky dle ČSN 73 6201 a TP 139.* V dalším kroku došlo k návrhu dimenzí a umístění mostních říms, při současném ohledu na Technické podmínky výrobce (dále jen „TPV“) TPV 190 a stanovení mimořádných sil vzniklých nehodou vozidla na mostě dle TP 114 a EN 1991-2 (2003). Při navrhování dimenzí a umístění říms byla brána na zřetel norma ČSN EN 335-1,2 (2007) tak, aby byla zvýšena konstrukční ochrana dřevěné konstrukce, jimi krytá.

Dle normy ČSN 73 6101 (2000) byla navržena šířka chodníku pro chodce včetně šířky a počtu jízdních pruhů pozemní komunikace na mostě.

U všech prvků mostního vybavení bylo následně dle postupu v EN 1990 (2002), a to výpočtem, odhadem nebo převzetím hodnot, stanovena tíha prvku.

* Pozn.: Bylo vybráno ocelové svodidlo vyžadující kotvení do betonové římsy.

4.1.5 Vozovka

Požadavky, podle kterých bylo postupováno při návrhu krytu vozovky, jsou uvedeny v TP 170. Dle tohoto předpisu bylo provedeno zařazení vozovky do třídy dopravního zatížení. Následně byla navržena skladba krytu vozovky s ohledem na požadavky TP 170 na životnost krytu vozovky 25 let, únosnost pro danou třídu dopravního zatížení a soudržnost použitých vrstev. V dalším kroku byl dle ČSN 73 6101 (2000) stanoven příčný a podélný sklon vozovky pro umožnění odtoku srážkové vody.

S ohledem na ekonomická kritéria a životnost bylo rozhodnuto o počtu vrstev krytu vozovky, který může být dle přílohy ČSN EN 13108-1,5,6, (2017) pro třídu dopravního zatížení V. zhotoven jako dvouvrstvý nebo trojvrstvý. U vozovky bylo následně dle doporučení Vlčka (2005) a postupů použitých při stavbě mostu v Mistissini v USA (Lefebvre 2014) stanoven příčný a podélný sklon vozovky, počet odvodňovačů a dle doporučení Čambuly (2010) vybrána certifikovaná hydroizolace, umožňující pohyby mostovky bez jejího porušení.

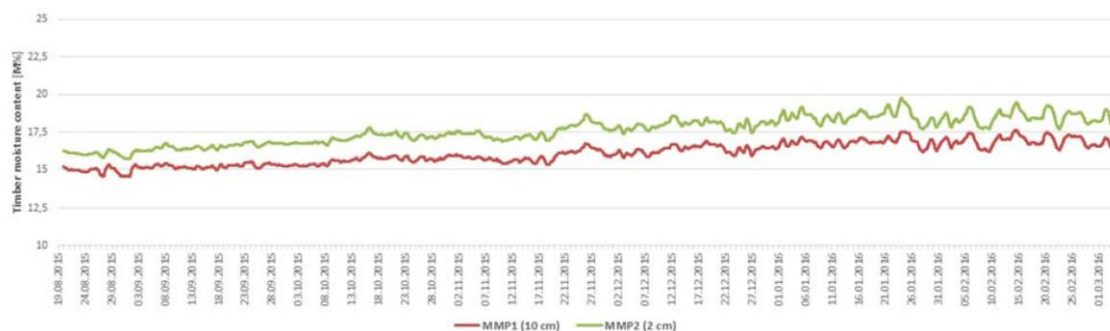
4.1.6 Mostovka

Výběr vhodného typu mostovky byl proveden s ohledem na mezní stavy únosnosti a použitelnosti stanovené v EN 1990 (2002), třídu použití dle ČSN en 335-1, 2 (2007) a požární odolnost dle Eurokódu 1. EN 1991.1.2 (2002). Výběr mostovky byl vybírán z typů mostovek popsanych v ČSN EN 1995-2 s ohledem na dlouhodobou funkčnost vybraného systému jako celku.

Pozn.: Pro zhotovení mostovky byl vybrán CLT panel.

4.1.7 Fluktuace dimenzí CLT v průběhu životnosti stavby

Stanovení počáteční vlhkosti dřevěných prvků bylo provedeno v souladu s EN 1992-2 (2004) a BS EN 942 (2007) Pro zjištění změny dimenzí CLT mostovky v průběhu roku byly mezní vlhkosti stanoveny na základě grafu níže. Ten zobrazuje data z měření uvnitř dřevěných nosníků, umístěných pod mostovkou, na mostě v německém Hongesbergu (Koch 2016). Umístění vlhkostních čidel bylo 2 a 10 cm pod povrchem nosníku. Při výpočtu změny dimenzí CLT panelu vlivem vlhkosti bylo počítáno s koeficientem bobtnání, převzatého z tabulek firmy Cross timber systems (2018). K výslednému určení dilatačních mezer mezi CLT panely došlo přidáním 40% rezervy k výše vypočteným hodnotám.



Obr. 15 Vlhkost krytých, dřevěných nosníků mostu v průběhu roku

4.1.7.1 Průhyb sousedních CLT panelů při průjezdu vozidla

Pro zjištění výše schodku, který vznikne mezi jednotlivými CLT panely, při průjezdu vozidla, byla pro stanovení zatížení uvažována jen vlastní tíha nápravy dvounápravového vozidla, podrobně specifikovaného v EN 1991-2 (2003), jako zatěžovací stav LM1 + tíha CLT panelu. Následně bylo navrženo opatření, eliminující

negativní vliv průhybu sousedních panelů na riziko porušení hydroizolační vrstvy vozovky.

4.1.8 Návrh podélných a obloukových hlavních nosníků, návrh podpěr

Materiál, dimenze, počet a uspořádání nosníků a podpěr byly provedeny v souladu s EN 1990 (2002). U obloukových nosníků byl nejprve navržen počet kloubů oblouku s ohledem na namáhání konstrukce a finanční hledisko a následně bylo navrženo umístění, rozpon a nadvýšení oblouku s ohledem na minimální podjezdnou výšku mostu. Podjezdná výška, která musí být zachována po celé šířce překlenuté komunikace I. třídy, byla stanovena dle ČSN 73 6021 (1994). Poměr nadvýšení vůči rozponu oblouku byl navržen v souladu s ekonomickým využitím materiálu.

Následně bylo navrženo rozměrové dělení oblouku a hlavních nosníků, tak aby byla umožněna jejich přeprava. Dimenze nosníků byly optimalizovány v programu RFEM tak, aby celková spotřeba materiálu byla minimální a využití materiálu ekonomické.

Z důvodu omezení tvarových změn nosníků po jejich instalaci bylo součástí návrhu nosníků stanovení vhodné počáteční vlhkosti jednotlivých lamel LLD dle EN 386 (1995) a návrh vhodného lepidla pro lepení lamel dle ČSN EN 301 (2007).

4.1.9 Návrh příčného ztužení mostu

Návrh příčného ztužení mostu a mostovky zohledňoval síly, které na konstrukci působí dle EN 1990 (2002). Zohledněny byly konvenční principy ztužování mostních konstrukcí uvedené v (Chen a Duan 2014b) a principy ochrany konstrukce dle ČSN EN 335-1,2 (2007).

V tomto kroku bylo navrženo

- ztužení podélných nosníků mostovky příčníky, tak aby se při vertikálním zatížení v jakémkoliv místě mostu, chovala mostovka jako tuhá deska a zajistila spolupůsobení okolních nosníků při distribuci sil. Současně bylo navrženo omezení klopení a boulení hlavních podélných nosníků.
- Ztužení mostovky v podélném i příčném horizontálním směru, pro distribuci sil vyvolaných zejména účinky větru, brzdných a rozjezdových sil a případně sil od nárazu vozidla na mostě.

- Ztužení mostních oblouků, příčníky a diagonálami, pro omezení klopení, boulení a zachování stability konstrukce v obou horizontálních směrech
- Diagonální ztužení podpěr, pro omezení pohybu horní stavby, kolmo k délce mostu.

4.1.10 Stanovení změn dimenzí LLD vlivem vlhkosti a teploty

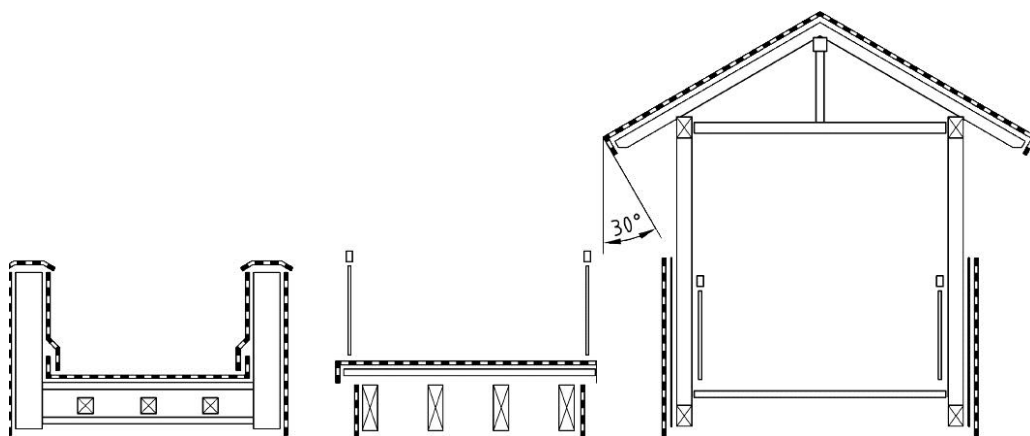
Z důvodu umožnění návrhu dalších detailů mostu byla vypočtena vlhkostní a teplotní roztažnost nosníků. Ve výpočtu byly použity koeficienty teplotní roztažnosti α , převzaté z (Kollmann a Côté 1968) a koeficienty vlhkostní roztažnosti LLD převzaté z technického listu (Binderholz GmbH 2019). Mezní hodnoty vlhkosti nosníků byly převzaty z kapitoly 5.2.6 a mezní hodnoty teplot v průběhu roku z normy ČSN EN 1991-1-5 (2005).

4.1.11 Návrhy spojů a pat mostu

Spoje byly navrženy s důrazem na umožnění vysychání srážkové vody a jednoduchost montáže. Pevnosti spojů nebyly ověřovány a v programu RFEM s nimi bylo počítáno, jako s dokonale tuhým, či jako s kloubovým spojením.

4.1.12 Návrh konstrukční ochrany spodní stavby proti přírodním vlivům

Konstrukční ochrana byla navržena dle doporučení EN 1995-2 (2004) s cílem udržení konstrukce v provozní třídě č. 2. dle ČSN EN 335-1,2 (2007) Důraz byl kladen na zakrytí dřevěných prvků, které, nejsou v zákrytu více než 30° oproti krycí konstrukci (viz. obr. 16), na úpravu okolí stavby tak, aby neumožňovala snadný růst vegetace. Důraz byl kladen také na a na krytí konstrukčních spojů a jejich snadné vysychání.



Obr. 16 Konstrukční ochrana mostu (EN 1995-2NA:2011)

4.1.13 Návrh mostního závěru

V tomto kroku byl navržen mostní závěr dle TP 86 tak, aby byly umožněny dostatečné dilatační posuny, aby nedocházelo ke vnikání srážkové vody do konstrukce mostu a byla odvedena srážková voda do závěru přitékající. Mostní závěr byl navržen tak, aby nedocházelo k jeho poškození vlivem fluktuace šířky mostovky. Délka dilatačních posunů byla zvolena na základě dilatace konstrukce vypočtené v kapitole 5.2.10 s přídatkem 100% jako rezerva.

4.1.14 Návrh mostních ložisek a uložení mostu

V prvním kroku byly stanoveny směry, ve kterých bude mostu umožněn volný pohyb pro dilataci a ve kterých budou jeho podpěry fixovány.

V druhém kroku byl proveden výběr ložisek na základě požadavků TP 262 pro instalaci mostních ložisek s ohledem na pořizovací náklady a jednoduchost výměny. Pro výběr rozměrů ložiska byl použit návod uvedený v technickém listu „Elastomerová ložiska“, společnosti (SVP MOSTY s.r.o. 2019). Pro návrhový posun ložiska byla brána hodnota podélného posunu, způsobená změnou vlhkosti, z kapitoly 5.2.10 s přídatkem 100% jako rezerva.

4.2 Stanovení zatížení na konstrukci a ověření mezních stavů

Stanovení zatížení bylo prováděno v souladu s EN 1990 (2002) a v případě odchylek od normy je tomu tak výslovně uvedeno. Cílem stanovení jednotlivých zatížení bylo sestavení kombinací zatížení a ověření MSÚ, MSP a požární odolnosti stavby. Výsledné zatěžovací stavy byly aplikovány na model mostu sestavený v počítačovém programu RFEM a ověření bylo provedeno výpočtem, metodou konečných prvků. Pro vyšší přehlednost byla jednotlivá zatížení komentována přímo v kapitole Výsledky.

5 Výsledky

5.1 Výběr stávajícího mostu a charakteristika lokality

Zvoleným kritériím, pro výběr mostu, ve většině parametrů vyhovoval most u Lensedel s označením D1-031.1 v lokalitě Praha východ (viz. obr. 17). Tento most z roku 1973 přemostňuje komunikaci I. třídy, dálnici D1, na 24,633 km a je spojnicí obce Lensedly a Hrušov. Celkový stav mostu je VI., tedy velmi špatný, a to v souvislosti s degradací betonu mostních podpěr, nefunkční hydroizolaci a protékající mostovkou. Most je umístěn na komunikaci III. třídy s relativně nízkým zatížením provozem. Svým umístěním spadá most do větrné oblasti II. odpovídající výchozí základní rychlosti větru $v_{b0} = 25 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ a sněhové oblasti III. s charakteristickou hodnotou zatížení sněhem $s_k = 1,5 \text{ kPa}$ (ČSN EN 1991-1-3-2005/ Z1: 2006). Podloží lokality je tvořeno granodioritem, který je vhodný pro zakládání staveb s vysokými nároky na únosnost podloží (Česká geologická služba 2019).



Obr. 17 Most u Lensedel DN1-031.1

Most je tvořen třemi poli o celkové délce 69 metrů se středním polem délky 31,8 metru a v nejvyšším místě nad překlenutou dálnicí, dosahuje výška mostu 13 m. Celková šířka mostu 9,5 m poskytuje dostatek místa pro dva jízdní pruhy a chodníky pro pěší po obou stranách.

Z hlediska statického je most navržen jako prostý nosník o třech polích, podepřený třemi posuvnými a jednou pevnou kloubovou vazbou. Nosným elementem mostovky jsou čtyři duté železobetonové nosníky.

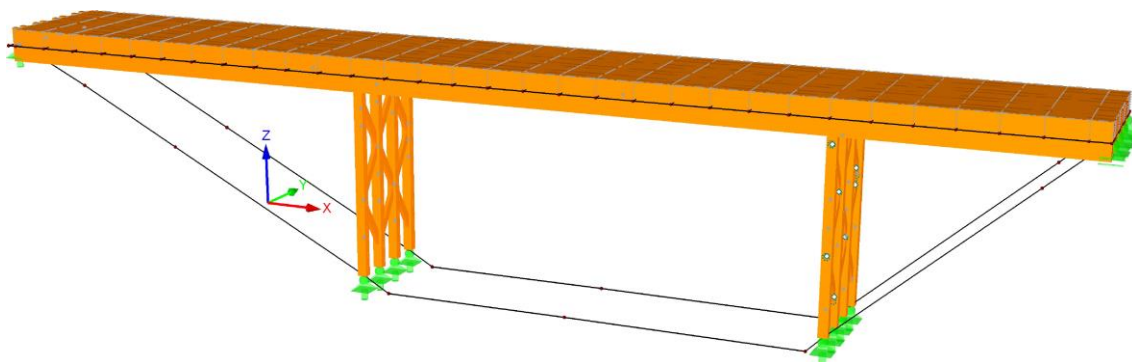
Jedinými odchylkami, ve kterých tento most neodpovídá zadaným kritériím metodiky, je již započaté zpracovávání projektové dokumentace odbornou firmou a drobná půdorysná nepravoúhlost mostu vzhledem k překlenuté překážce, tedy dálnici. Nepravoúhlost $89,5^\circ$ je však velmi blízká 90° , a proto byl tento fakt při návrhu zanedbán a most bude navržen, jako by se jednalo o most pravoúhlý.

5.2 Návrh konstrukce nového mostu

Mostní objekt je považován za stavbu významného charakteru, které odpovídá návrhová životnost stavby 100 let a spadá do V. návrhové pracovní kategorie, v průběhu jeho životnosti. (EN 1991-2:2003). Požadavku na životnost proto bude přizpůsoben celý návrh. Třída provozu byla stanovena jako třída 2. a tedy konstrukce interiérová, nebo zakrytá s vlhkostí příležitostně přesahující 20%.

Geometrie a dimenze navrhovaného mostu

Při návrhu mostu byly postupně navrženy 3 varianty. Variantu 1. zastupuje trémový most z plnostěnných nosníků. S ohledem na maximální, standardně dodávané výrobní rozměry nosníků z lepeného lamelového dřeva - výška 2500 mm, šířka 300 mm a délka 50 m, byl zhotoven model mostu rozměrově odpovídající konstrukci stávající (viz. obr. 18). Most byl rozdělen na tři pole délek 20,3 m 31,8 m a 15,5 m a podepřen dvěma podpěrami výšky 12 m. Ověřováno bylo především nejdelší střední pole o rozponu 31,8 m a zvolené zatěžovací šířce mostovky 9 m. Při použití 10 nosníků průřezu 2240×240 mm, vyhověl model oběma mezním stavům. Z hlediska únosnosti a použitelnosti je tedy trémový most z plnostěnných nosníků první použitelnou variantou. Výhodou této varianty je umístění podpor pod mostovku a jejich částečné krytí proti povětrnostním vlivům. Současnou výhodou je relativní jednoduchost této konstrukce a ve srovnání s dalšími variantami patrně nejnižší náklady výstavby. Nevýhodou je obyčejný vzhled mostu a nevyužití potenciálu tvarových možností lepeného lamelového dřeva. V případě ponechání stávajících základů je negativem také nutnost umístění podpor v těsné blízkosti vozovky a jejich související náchylnost při nárazu vozidla. Především z důvodů estetických však byla tato varianta opuštěna.

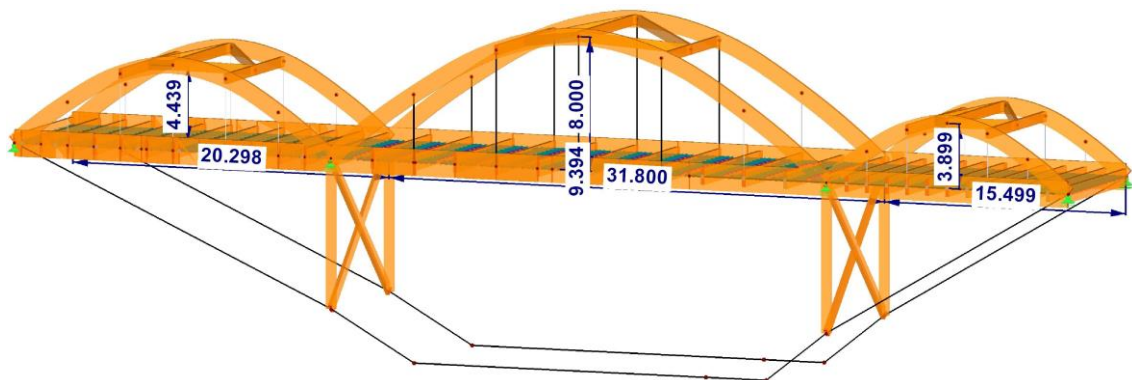


Obr. 18 Nepoužitá varianta I.

Jako varianta II. byla zvolena konstrukce parabolických nosníků se zavěšenou spodní mostovkou o třech polích 20,3 m 31,8 m a 15,5 m (viz. obr. 19). Poměr nadvýšení vůči rozponům byl zvolen 1/4. Na mostech převádějících komunikací III. třídy musí být průjezdná výška na mostě minimálně 4,5 m + 0,15 m rezerva (ČSN 73 6021:1994), avšak v tomto případě bránily průjezdu vozidel příčnický krajních oblouků, umístěné ve výšce 3,9 m.

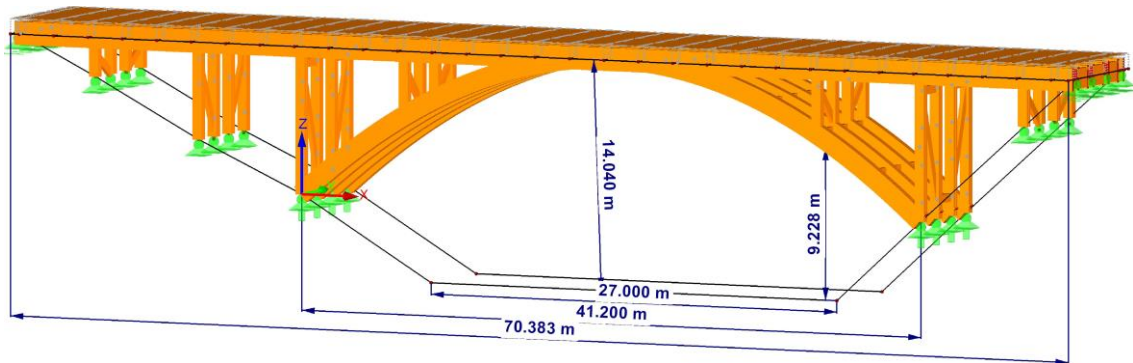
Z tohoto důvodu byla navržena varianta III. kde byl parabolický oblouk roztažen na celou délku mostovky 69 m a opět posouzen. Bylo dosaženo požadované průjezdné výšky, avšak při celkové výšce mostu 16 m, působil most příliš masivně.

Důvodem nezvolení varianty II. ani III. bylo exponování parabolických nosníků a ocelových lan vůči přírodním vlivům a posypovým látkám, které by vedlo k vysokým nákladům na údržbu. Kromě nízké podjezdné výšky varianty II., byl dalším důvodem nezvolení těchto variant vzhled mostu, připomínající mosty železniční.



Obr. 19 Nepoužitá varianta II.

Bylo tedy přistoupeno k návrhu mostu s horní mostovkou, se vzepřenými parabolickými podpěrami, které budou mít dostatečnou oporu v místním granodioritovém masivu. (viz. obr. 20). Celková délka mostu je 70,4 m s výškou středního pole 14 m. Šířka mostu je 9 m s volnou šířkou 7,9 m. Podpory nosných oblouků jsou v dostatečné vzdálenosti od dálnice D1, a tak nehrozí jejich kolize s vozidlem. Většina konstrukce je kryta proti povětrnosti pod mostovkou a průjezdu po mostě nebrání nedostatečná výška.



Obr. 20 Použitá varianta

5.2.1 Návrh mostního vybavení

5.2.1.1 Zábradlí

Zábradlí bylo navrženo z tenkostěnných ocelových profilů s povrchovou úpravou žárovým zinkováním. Zábradlí je umístěno na obou krajích mostu, po jeho celé délce. Na severozápadní straně, neboli na pravé straně mostu, ve směru na Hrušov, je zábradlí navrženo samostatně, na straně jihovýchodní pak jako výplň zábradelního svodidla. Dispozice zábradlí je patrná z obrázku 21. Výška zábradlí byla navržena jako minimální přípustná, a to 1100 mm.

Tíha zábradlí G byla po jeho délce stanovena na 1 kN/m (Dolejš 2006).

5.2.1.2 Svodidla

Pro zachycení vozidla při mimořádné situaci na mostě byla navržena certifikovaná zábradelní svodidla ZSODS1/H2, kotvená čtyřmi šrouby OMO 2 ks M24 a 2 ks M16 do betonové římsy. Výhodou tohoto typu je možnost použití zábradlí jako výplně konstrukce

svodidel. Tíha svodidel G byla stanovena odhadem na 3kN/m na jedno zábradelní svodidlo bez zábradelní výplně.

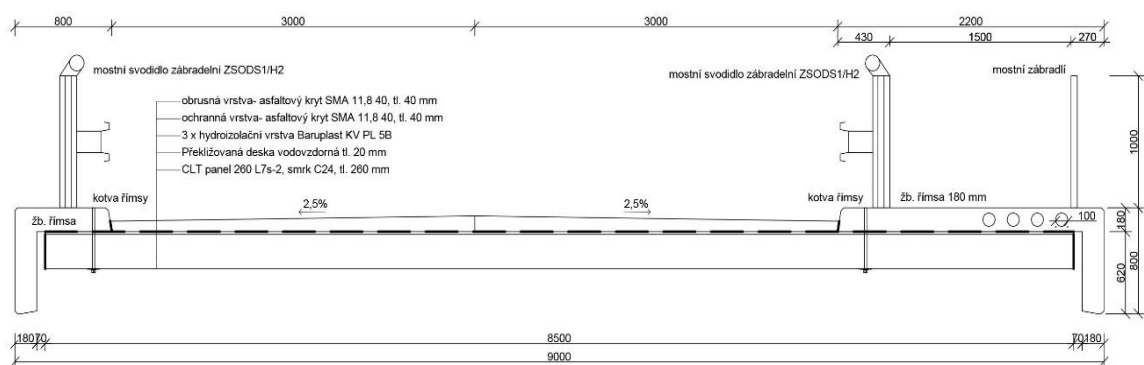
5.2.1.3 Římsy

Pro tento most byly navrženy chodníkové monolitické železobetonové římsy šířky 2200 mm a krajové římsy šířky 800 mm. Výška nosu říms byla navržena shodně 800 mm tak, aby byla zachována ochrana mostovky před vlivy počasí. V chodníkových římsách budou ponechány 4 podélné otvory o průměru 100 mm, k tažení telekomunikačních a elektroinstalačních sítí. Výška římsy byla stanovena na 180 mm, a to na základě minimální výšky obrubníku 100 mm a výšky asfaltového krytu 80 mm. Kotvení říms musí být navrženo tak, aby přeneslo vodorovné i momentové síly vyvolané nárazem vozidla. Dle konvencí bylo navrženo kotvení římsovými kotvami M24 osově osazenými po 600 mm, avšak bez provedení statického posouzení. Jelikož jsou římsové kotvy jediný prvek, který penetruje hydroizolační vrstvu, musí být při montáži kladen důraz na jejich pečlivé izolování asfaltovou modifikovanou zálivkou.

Tíha říms byla vypočtena u krajové a chodníkové římsy na 7,28 kN/m respektive 14,56 kN/m.

5.2.2 Dispozice vybavení na mostě

Šířka zrcadla mezi svodidlem a zábradlím, tedy šířka chodníku pro pěší, byla navržena jako minimální, a to 1500 mm. Pro převedení dopravy byly zvoleny dva protisměrné jízdní pruhy, každý šířky 3 m.



Obr. 21 Dispozice vybavení na mostě

5.2.3 Návrh vozovky

Vzhledem k výše stanovenému požadavku na udržení vlhkosti dřevěné konstrukce pod 20% bude vozovka navržena jako vodotěsná a bude sloužit jako konstrukční ochrana mostovky, nosníků i podpěr. Dle TP 170 byla vozovka zatříděna do očekávané třídy dopravního zatížení V. Dle národní přílohy ČSN EN 13108-1,5,6 (2017) je možné pro třídu dopravního zatížení V. použít kryt vozovky dvouvrstvý nebo trojvrstvý. Pro účely návrhu byl zvolen systém dvouvrstvý, a to z důvodu nižší tloušťky i hmotnosti. Pro spodní ochrannou vrstvu i horní obrusnou vrstvu vozovky byl zvolen asfaltový mastixový koberec SMA 11,8 40 v nejnižší přípustné tloušťce 2×40 mm. Výhodou tohoto materiálu je odolnost proti trhlinám, odolnost proti vyjetí kolejí od automobilů, vysoká pružnost a oproti ostatním povoleným směsím také vyšší životnost. Nevýhodou naopak vyšší cena (Král 2016).

Příčný sklon vozovky 2,5% byl navržen na obě strany směrem k římsám, avšak odvodňovače použity nebudou. Důvodem nepoužití odvodňovačů je snížení rizika prosáknutí vody ve spojích talíře odvodňovače a hydroizolační vrstvy. Veškerá srážková voda bude odvedena podélným spádem mostu 4% ve směru k obci Hrušov.

Tíha krytu vozovky byla stanovena výpočtem, s použitím hodnoty objemové hmotnosti asfaltu 2500 kg/m^3 , na 2 kN/m^2 .

5.2.4 Návrh hydroizolace

Jako hydroizolace byl zvolen certifikovaný polymerní asfaltový pás s vložkou z umělohmotné rohože Baruplast KV PL 5B, použitý ve třech vrstvách, celkové tloušťky 10 mm. Žádná z hydroizolačních vrstev schválená ministerstvem dopravy ČR není schválena pro použití na dřevěný podklad, a proto bude nutné před aplikací ověřit soudržnost hydroizolace s dřevěným podkladem. Tíha hydroizolace je $0,15 \text{ kN/m}^2$ (Buscher Hoffman GmbH 2019).

5.2.5 Návrh mostovky

Materiálem vybraným pro stavbu mostovky je CLT panel tloušťky 260 mm s označením CLT 260 L7s-2 ze smrkového tříděného dřeva třídy C24 a lepenými bočními plochami středních lamel. Třída použití panelu uváděná výrobcem (Stora Enso 2012) odpovídá třídě použití II. Aplikace retardérů hoření ani konstrukční ochrana spodního líce mostovky nebudou, vzhledem k dostatečně navrhované tloušťce panelu, provedeny.

Mostovka navrhovaného mostu bude složena z třiceti polí délky modulárních rozměrů $8500 \times 2289 \times 260$ mm a dvou polí doplňkových.

Tíha CLT panelu je již zohledněna přímo v programu RFEM. Jako objemová tíha CLT byla do programu zadána hodnota 470 kg/m^3 (Stora Enso 2019).

5.2.6 Výpočet fluktuace dimenzí CLT

Počáteční vlhkost konstrukce byla stanovena na 16% a fluktuace vlhkosti v průběhu roku na 15 - 18%. Při změně vlhkosti materiálu o $\Delta 3 \%$ tak dojde ke změně délky mostu neboli šířky panelu, uvedeného v tabulce 1.

Tab. 1 Změna šířky CLT panelu vlivem vlhkosti

Změna šířky CLT panelu po délce mostu

Koeficient bobtnání CLT = 0,02 % (Cross timber systems 2018)

| Vlhkost konstrukce v čase | vlhkost (%) | šířka CLT panelu (mm) |
|---------------------------|---------------------------------|---|
| Počáteční | 16 | 2289 |
| Minimální | 15 | 2288,5 |
| Maximální | 18 | 2289,9 |
| Rozdíl max – min | $\Delta 3 \%$ | $\Delta 1,4 \text{ mm}$ |

Při třiceti polích by tak celá mostovka dilatovala o $30 \times 1,4 \text{ mm} = 42 \text{ mm}$. V případě nevynechání dilatačních mezer mezi jednotlivými CLT panely by mohlo dojít k vyboulení mostovky a nadzdvihnutí samotné vozovky. Z tohoto důvodu bude počítáno s dilatační mezerou mezi CLT panely $1,4 \text{ mm} + 40 \%$ rezerva = **2 mm**. Schéma osazení CLT panelů je patrné z obrázku 31.

V příčném směru CLT bude taktéž docházet k změnám dimenzí panelu, které se budou projevovat změnami šířky mostu. Dle výpočtu uvedeném v tabulce 2 bude rozdíl šířky mostu činit 5,4 mm. Tato změna však nebude mít negativní vliv za změnu geometrie mostu, jelikož mostovka má v tomto směru umožněn volný pohyb. viz kapitola 5.6. Jediným místem, kde je změna šířky mostovky uvažována, je při návrhu mostního závěru.

Tab. 2 Změna délky CLT panelu vlivem vlhkosti

Změna délky CLT panelu v šířce mostu

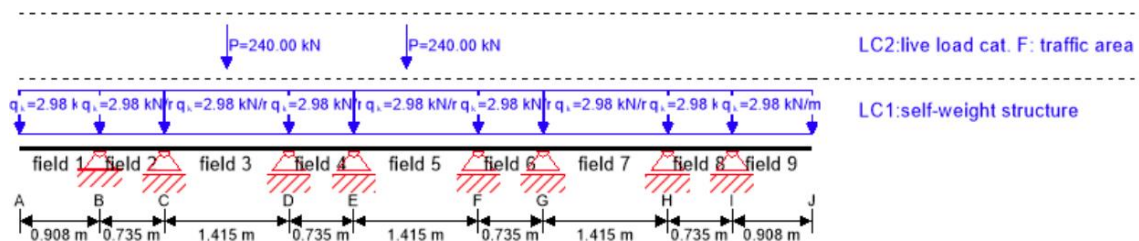
Koeficient vlhkosní roztažnosti 0,02%*

| Vlhkost konstrukce v čase | vlhkost (%) | délka CLT panelu (mm) |
|---------------------------|--------------|-----------------------|
| Počáteční | 16 | 8500 |
| Minimální | 15 | 8998,2 |
| Maximální | 18 | 9003,6 |
| Rozdíl max - min | Δ 3 % | Δ 5,4 mm |

*(Cross timber systems 2018)

5.2.7 Posouzení torzní tuhosti panelů mostovky

Pro ověření tuhosti CLT panelu a zjištění jeho průhybu byl použit online program pro stanovení průhybů a ověření mezních stavů, Calculatis (Stora Enso 2019). K zatížení panelu došlo v nejnepříznivějším místě, na hraně panelu, ve středu mezi podporami. Zatěžovací síla byla stanovena na základě síly vyvolané nápravou vozidla, zatěžovacího stavu LM1, o tíze nápravy 240 kN, podrobněji popsané v kapitole 5.7.2. Výsledný průhyb CLT panelu mezi body C a D, dosahoval 1 mm (viz. obrázek 22 a příloha 9).



Obr. 22 Schéma zatížení CLT mostovky dvojnápravou

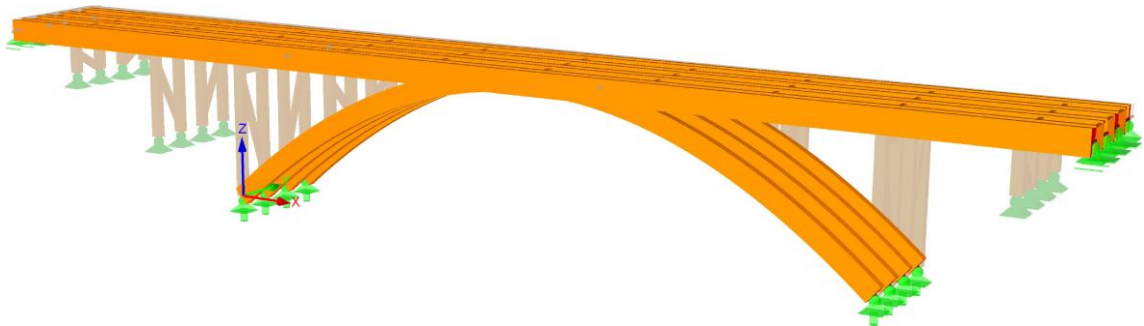
Pro omezení namáhání hydroizolace v místě sousedních panelů a pro překlenutí výše zmíněné mezery pro dilataci 2 mm, bude CLT nosná deska mostovky pokryta vodovzdornou překližkou multiplex tloušťky 20 mm. Hydroizolační vrstva bude následně natavena až na tuto vrstvu z vodovzdorné překližky. Tíha překližované konstrukční desky byla stanovena výpočtem, při použití objemové hmotnosti 750 kg/m³, převzaté z technického listu (Dyas 2019), na 0,15 kN/m².

Konečný návrh souvrství vozovky (viz obr. 21) je následující:

- obrusná vrstva- asfaltový kryt SMA 11,8 40, tl. 40 mm
- ochranná vrstva- asfaltový kryt SMA 11,8 40, tl. 40 mm
- 3 x hydroizolační vrstva Baruplast KV PL 5B
- Překližovaná deska vodovzdorná tl. 20 mm
- CLT panel 260 L7s-2, smrk C24, tl. 260 mm

5.2.8 Návrh hlavních nosníků

Hlavní nosníky navrhovaného mostu lze rozdělit na podélné, rovinné nosníky, neboli podélníky a nosníky obloukové (viz obr. 23). Nosníky budou zhotoveny z lepeného lamelového modřínového dřeva, třídy pevnosti GL 32c v souladu s normou EN 1995-1-1 (2009). Vzhledem k umístění mostu v exteriérových podmínkách byl modřín vybrán z důvodu jeho vyšší přirozené odolnosti a nízké ceně oproti odolnějším exotickým dřevinám. Lepení bude probíhat z délkově nastavovaných lamel rozměrů 240 mm × 40 mm u přímých nosníků a lamel rozměrů 240 × 20 mm u ohýbaných nosníků (ČSN EN 14080:2013). S ohledem na minimalizaci bobtnání a sesychání nosníků bude počáteční vlhkost lamel na úrovni 16%, stejně jako u CLT panelu.

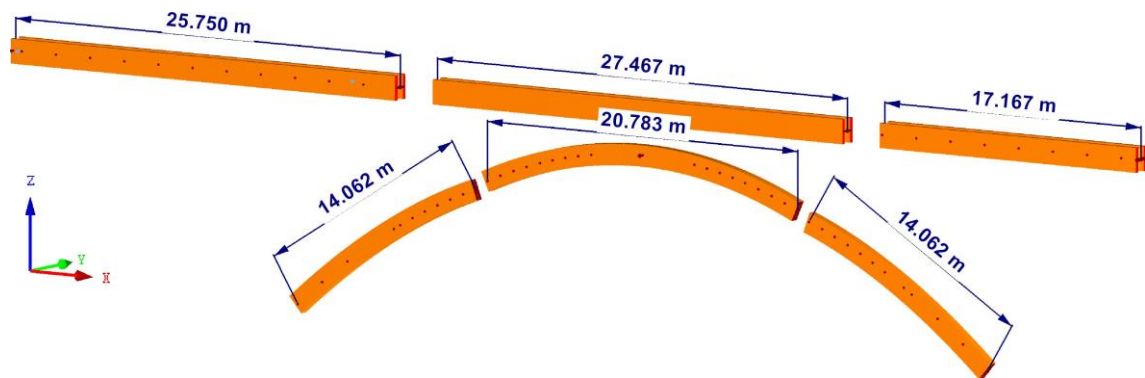


Obr. 23 Podélné a obloukové nosníky

K lepení lamel nosníků bude použito lepidlo s certifikací dle normy EN 301(2007) pro venkovní použití, a to resorcínol - formaldehydové lepidlo. Z důvodu úspory finančních prostředků při výrobě nosníků byla zohledněna maximální standardně vyráběná tloušťka nosníku 240 mm (Mayr - Melnhof Huttemann Wismar GmbH, 2019).

Dimenze podélných nosníků 1400×240 mm, stejně jako dimenze nosníků obloukových 1200×240 mm byla stanovena optimalizací v programu RFEM. Podrobnější uspořádání nosníků je patrné z obrázku 26.

Pro zajištění přepravy byly hlavní podélné nosníky rozděleny na tři segmenty o přibližných délkách 17,2 m, 27,5 m a 25,8 m a nosníky obloukové na střední segment, půdorysné délky 20,8 m a dva postranní segmenty délek 14,1 m.

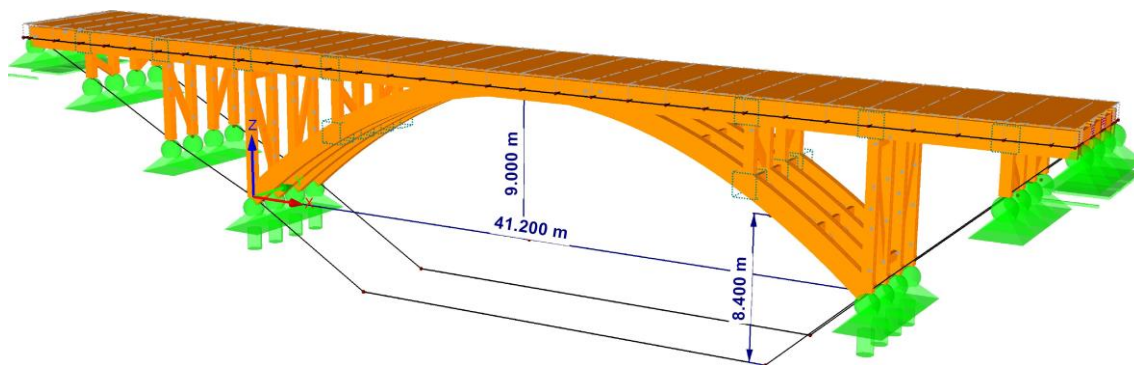


Obr. 24 Dělení mostních segmentů

5.2.8.1 Geometrie a uspořádání hlavních nosníků

Pro návrh mostu byl vybrán oblouk dvou kloubový, s uvolněním momentových sil v podporách. Vzhledem k asymetrickému profilu přemostovaného úseku, kde severní strana úbočí směřující k Lensedlům má nižší sklon než strana jižní, bylo nutné přistoupit k umístění podpěrného oblouku mimo střed mostu. Toto uspořádání není výhodné z hlediska vyšších ohybových momentů na levém, severovýchodním poli mostu, avšak vzhledem k umístění dálnice není jiné uspořádání možné.

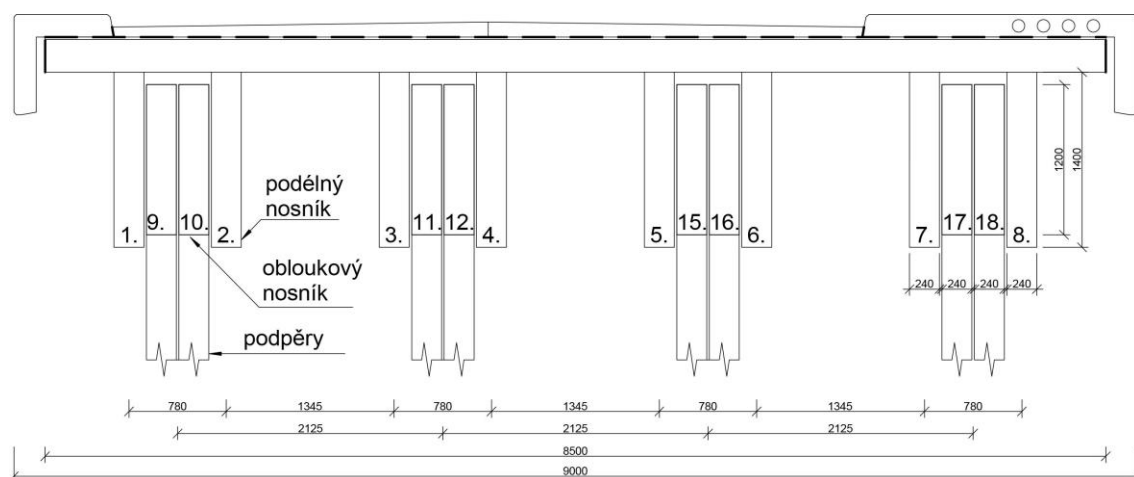
Požadovaná podjezdná výška mostů, vedoucích přes dálnici, je dle ČSN 73 6021 (1994) stanovena na 4,8 m + 0,15 m rezerva. Byl proto zvolen rozpon oblouku 41,2 m s nadvýšením 9 m. Tím bylo dosaženo dostatečné podjezdné výšky 8,4 m ve všech místech přemostované komunikace. Poměr nadvýšení vůči rozponu byl navržen přibližně $1/4,6$, což je hodnota odpovídající ekonomickému využití materiálu (viz obr. 25).



Obr. 25 Dimenze oblouku a podjezdná výška

Vzhledem k nízké váze dřevěného mostu jako celku by mohlo hrozit nebezpečí vysokých průhybů středního pole při průjezdu nákladních vozidel. Z tohoto důvodu bude horní část oblouku (nosníky č. 9 - 16) vyztužena spojením s podélnými nosníky (č. 1 - 8) a nebude tak docházet k nadměrným deformacím středního pole (viz obr. 26). Zbývající délka mostu bude podepřena podpěrami, variabilních délek.

Z důvodu potřeby zajištění dostatečného prostoru, pro umístění příčné výztuže mezi nosníky, bylo přistoupeno ke zdvojení obloukových nosníků a umístění podélných nosníků, tak aby obloukové nosníky zapadaly do vzniklé mezery.



Obr. 26 Napojení podélných a obloukových nosníků

5.2.9 Návrh mostních podpěr

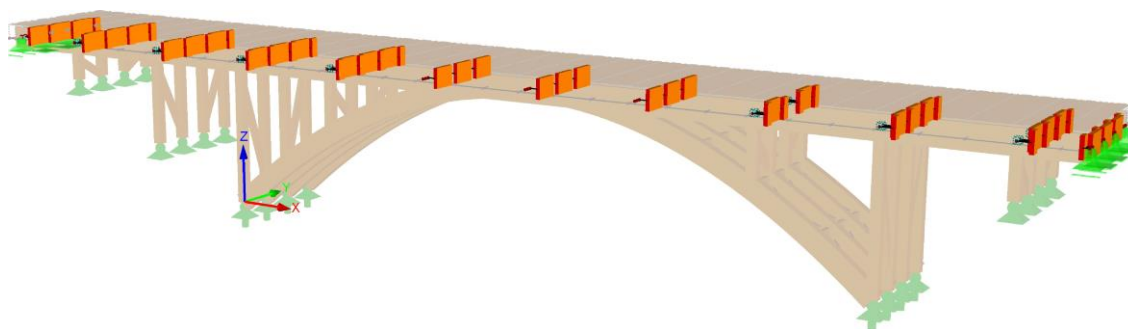
Podpěry z LLD byly navrženy v podélném rozponu 6,866 m, tak aby byla podporována vždy tři pole CLT panelu. Příčný rozpon 2,125 umožňuje na šířku mostovky umístit 4 zdvojené podpěry vedle sebe (viz obr. 26 a 27). Průřezy zdvojených podpěr jsou 600×500 mm o variabilních délkách od 9 m do 2,6 m.



Obr. 27 Uspořádání podpěr po délce mostu

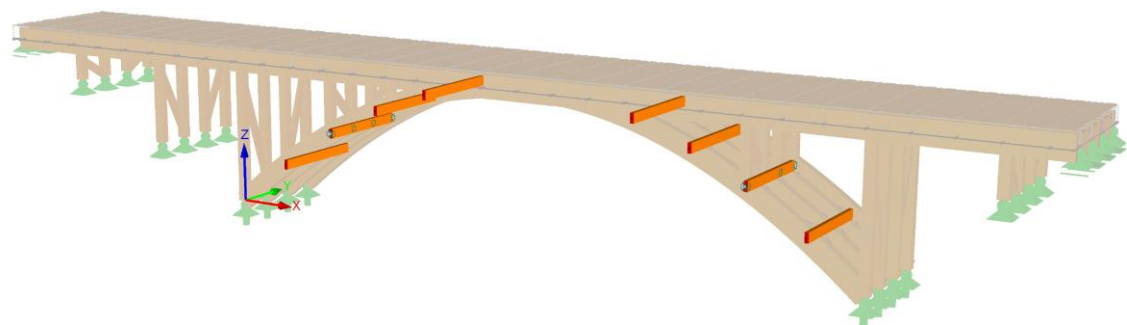
5.2.9.1 Návrh ztužení mostovky a obloukových nosníků

K vertikálnímu ztužení mostovky byly navrženy a optimalizovány příčnické průřezy 240×1200 mm, délek 540 mm a 1105 mm (viz obr. 28). Příčnické ztužení zamezí klopení hlavních nosníků a zajistí spolupůsobení všech nosníků mostovky. Horizontální ztužení, pro omezení pohybů mostovky ve směru y, kolmo k délce most, bude zajištěno samotnými CLT panely.



Obr. 28 Vertikální ztužení mostovky příčnicky

Ztužení obloukových nosníků proti klopení bude zajištěno příčnicí, optimalizovaného průřezu 240×600 mm délky 1625 mm (viz obr. 29). Celková odolnost oblouku proti horizontálnímu vybočení bude zajištěna ocelovými, zároveň zinkovanými diagonálami, průměru 30 mm. Ocelové výztuhy jsou patrné v příloze 7.- vizualizace spodní stavby.



Obr. 29 Příčnicíky pro horizontální ztužení oblouku

5.2.9.2 Návrh ztužení podpěr proti horizontálním silám ok

Zavětrování podpěr bude provedeno diagonálami z LLD, průřezu 240×500 mm (viz obr. 30). Diagonály byly navrženy tak, aby jejich větší část byla chráněna před povětrností samotnou horní stavbou. Při unášení deště větrem jsou tak spodní čela diagonálních podpěr maximálně chráněna.



Obr. 30 Diagonály pro horizontální ztužení konstrukce

5.2.10 Výpočet fluktuace dimenzí LLD

V souvislosti s bobtnáním lamelového dřeva nosníků vlivem vlhkosti, bude na výšku i šířku nosníku docházet k podstatně vyšším změnám dimenzí, než je tomu u CLT panelů. Koeficienty bobtnání jsou pro lamely ve směru radiálním 0,19% - ovlivňující výšku nosníku a ve směru tangenciálním 0,34% - ovlivňující šířku nosníku. V tabulce 3 a 4 jsou vypočteny změna šířky a výšky nosníku, související se změnou vlhkosti.

Tab. 3 Změna šířky nosníku z LLD vlivem vlhkosti

Změna šířky LLD nosníku vlivem vlhkosti

| Koeficient bobtnání $t_g = 0,34\%$ * | | |
|--------------------------------------|---------------------------------|---|
| Vlhkost konstrukce v čase | vlhkost (%) | šířka LLD nosníku (mm) |
| Počáteční | 16 | 240 |
| Minimální | 15 | 239,2 |
| Maximální | 18 | 241,6 |
| Rozdíl max - min | $\Delta 3 \%$ | $\Delta 2,4 \text{ mm}$ |

*(BinderHolz GmbH 2019)

Tab. 4 Změna výšky nosníku z LLD vlivem vlhkosti

Změna výšky LLD nosníku vlivem vlhkosti

| Koeficient bobtnání $r_{ad} = 0,19\%$ * | | |
|---|---------------------------------|---|
| Vlhkost konstrukce v čase | vlhkost (%) | výška LLD nosníku (mm) |
| Počáteční | 16 | 1400 |
| Minimální | 15 | 1397,3 |
| Maximální | 18 | 1405,3 |
| Rozdíl max - min | $\Delta 3 \%$ | $\Delta 8 \text{ mm}$ |

*(BinderHolz GmbH 2019)

K výše uvedeným rozdílům dimenzí nosníků 2,4 mm na šířku a 8 mm na výšku bude docházet periodicky v průběhu každého roku. Při jejich opomenutí, při návrhu spojů, by docházelo k nadměrnému pnutí uvnitř nosníků, které by mohlo vést k jejich delaminaci a následné ztrátě únosnosti. Výše uvedené změny dimenzí proto budou při návrhu spojovacích prvků zohledněny. Při výpočtu délkové změny nosníku je nutné uvážit vliv vlhkosti i teploty. Délkové změny nosníků jsou znázorněny v tabulkách 5 a 6.

Tab. 5 Změna délky nosníku z LLD vlivem vlhkosti

Změna délky LLD nosníku vlivem vlhkosti

| Koeficient bobtnání $\lambda = 0,01\%$ * | | |
|--|---------------------------------|--|
| Vlhkost konstrukce v čase | vlhkost (%) | délka LLD nosníku (m) |
| Počáteční | 16 | 70400 |
| Minimální | 15 | 70393 |
| Maximální | 18 | 70414 |
| Rozdíl max - min | $\Delta 3 \%$ | $\Delta 21,1 \text{ mm}$ |

*(BinderHolz GmbH 2019)

Tab. 6 Změna délky nosníku z LLD vlivem teploty

Změna délky LLD nosníku vlivem teploty

| Koeficient teplotní roztažnosti $\alpha = 3,5 \times 10^{-6}$ * | | | | |
|---|--------|---|--|--|
| Stav konstrukce v čase | t (°C) | Δt (°C) | Δl (mm) | délka LLD nosníku (mm) |
| Počáteční | 15 | 0 | 0 | 70400 |
| Minimální | -5 | 20 | 4,9 | 70395 |
| Maximální | 42 | 27 | 6,7 | 70407 |
| Rozdíl max - min | | $\Delta 47^\circ\text{C}$ | $\Delta 11,6 \text{ mm}$ | $\Delta 11,6 \text{ mm}$ |

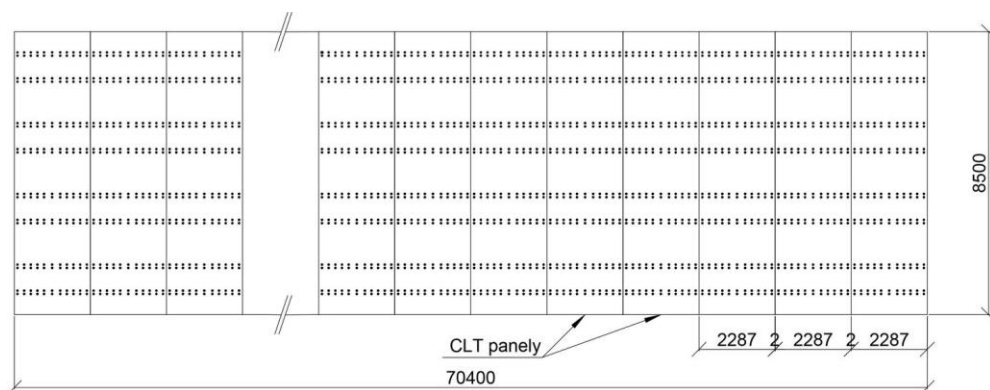
*(Kolman a Coté 1968)

Z výše uvedených dvou tabulek je patrné, že délková teplotní roztažnost 11,6 mm je přibližně poloviční oproti roztažnosti vlhkostní 21,1 mm. V praxi to bude znamenat, že maximální dilatace po délce mostu bude na celých 70,4 metru jen $21,1 - 11,6 = 9,5 \text{ mm}$. Při návrhu mostních závěrů a ložisek však bude počítáno s přísnější variantou, a to pouze se změnou délky mostu vlivem vlhkosti **21,1 mm**.

5.3 Návrhy spojů

5.3.1 Spoj CLT panelu a podélných nosníků

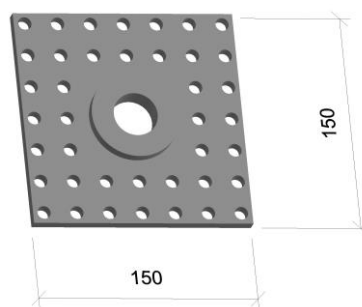
CLT panely (8500×2287 mm) budou na mostě osazeny dle schématu na obrázku 31 a vzájemně nebudou kotveny. Kotvení panelů bude provedeno jen do podélných nosníků, a to pevnostními vruty do předvrtaných otvorů, vždy ve dvou řadách ve styku nosníku a CLT panelu (viz obr. 31). Vrutky budou šroubovány pod úhlem 45° , křížem vůči sobě, tak aby šířkové roztahování panelu způsobovalo jejich minimální namáhání na střih. Spoj byl navržen rámcově a v návrhu bude vymodelován jako lineárně kloubový.



Obr. 31 Schéma osazení CLT na mostě

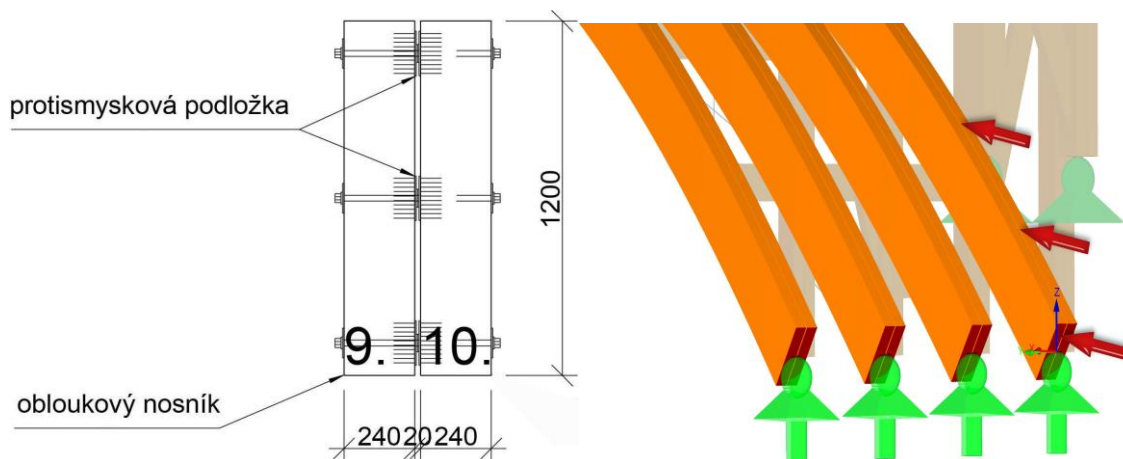
5.3.2 Spoj zdvojený obloukový nosník

Pro zachování mezery mezi zdvojenými obloukovými nosníky budou použity dvojice ocelových žárově zinkovaných, vymezovacích podložek, tloušťky 10 mm, v kombinaci se svorníky. Tyto podložky budou umístěny mezi dvojicí nosníků, na každém nosníku, vždy po jednom kuse pro jeden svorník. Při spojení svorníkem, tak mezi nosníky vznikne větraná mezera mocnosti 20 mm. Tyto podložky zamezí vtlačení svorníku do dřevěného materiálu a zároveň umožní výškovou dilataci dřeva.



Obr. 32 Protismyková podložka pro vytvoření větrané mezery

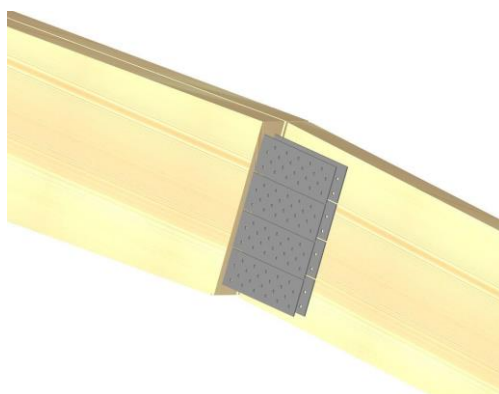
Podložky budou ke každému nosníku kotveny hřebíky s pozinkovanou povrchovou úpravou. Tloušťka pozinkované vrstvy podložek i hřebíků bude v souladu s ČSN EN 10 142 (1995), a to minimálně 275 g/m². Tato povrchová úprava bude použita i u všech níže zmíněných spojovacích prvků. Spoj byl navržen jen rámcově a v návrhu bude vymodelován jako spoj tuhý.



Obr. 33 Zdvojení obloukových nosníků

5.3.3 Spoj obloukový nosník - podélně

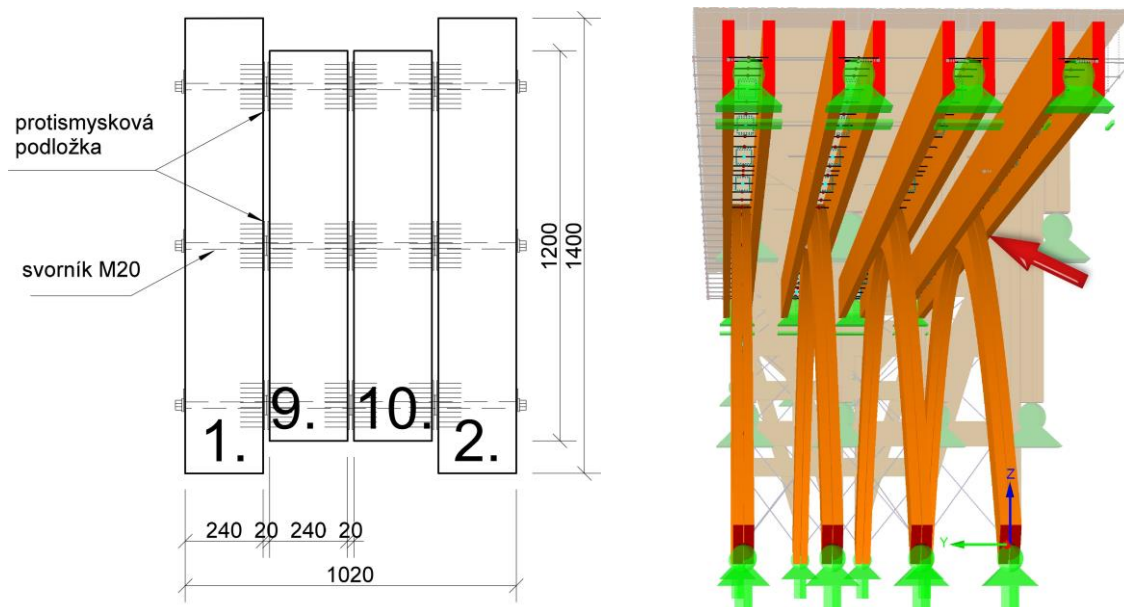
K podélnému spojování nosníků budou použity zdvojené žárově zinkované ocelové plechy tloušťky 12 mm, které budou stažené svorníky se zapuštěnými maticemi s dřevěnými zátky tloušťky 20 mm. Z důvodu umožnění výškových změn bude na výšku každého nosníku použito čtyř dvojic plechů výšky 250 mm s předvrtanými otvory pro svorníky (viz obr. 34). Spoj byl navržen jen rámcově a v návrhu bude vymodelován jako spoj tuhý.



Obr. 34 Podélné napojení obloukových nosníků

5.3.4 Spoj obloukový nosník - podélný nosník, příčně

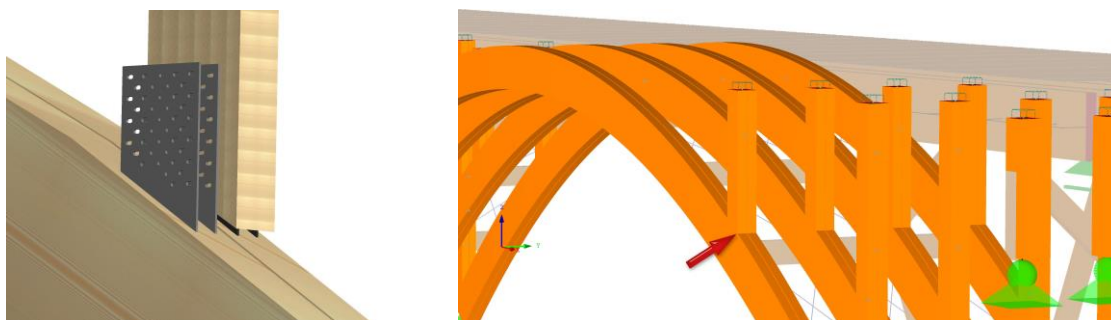
Ke spojování obloukových nosníků (9,10) i podélných nosníků (1,2) bude použito zinkovaných svorníků M20 a pro omezení vtláčování svorníků do nosníků vlivem smykových napětí, budou použity výše zmiňované vymešovací protismykové podložky (viz obr. 35). Spoj byl navržen jen rámcově a v návrhu bude vymodelován jako spoj tuhý.



Obr. 35 Protismykové podložky pro spojení hlavních a obloukových nosníků

5.3.5 Spoj obloukový nosník - podpěra

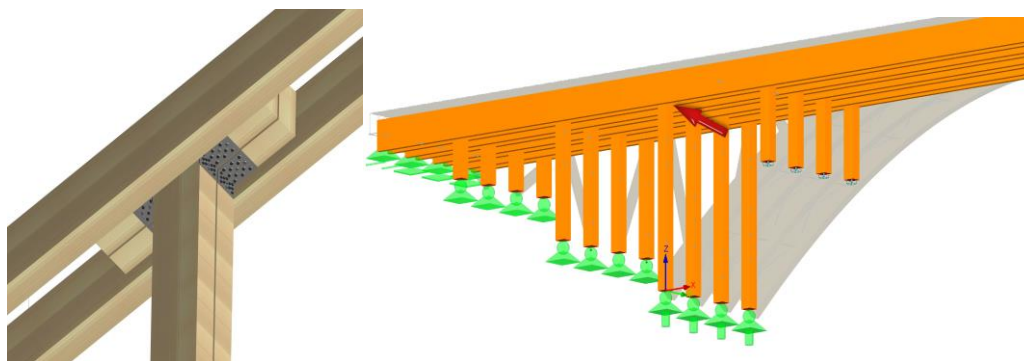
Spojení bude provedeno zdvojenými žárově zinkovanými plechy, s pomocí svorníků (viz obr. 36). Mezi podpěrou a obloukovým nosníkem bude ponechána 20 mm mezera na vysychání. Okrajové otvory ocelových plechů jsou vyvrtány s vůlí tak, aby umožňovaly rozměrové dilatace podpěr, kolmo k dřevním vláknům.



Obr. 36 Napojení podpěry na obloukový nosník

5.3.6 Spoj podélný nosník - podpěra

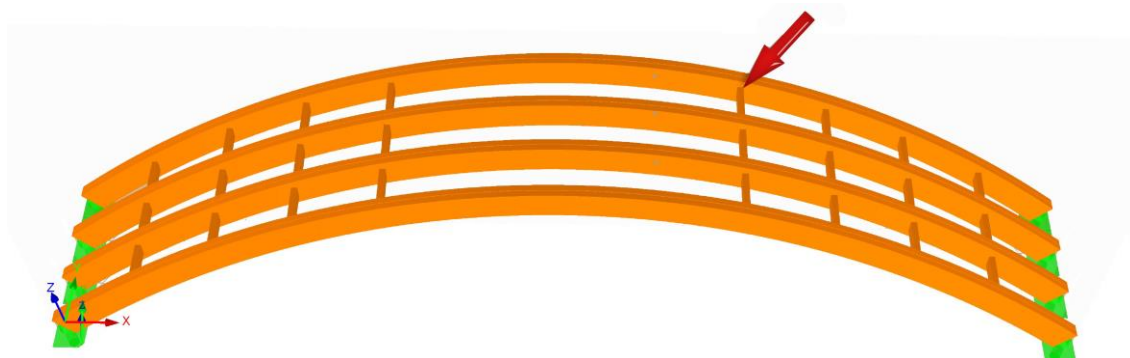
Spoj podpěry a hlavního nosníku je spojem, kde dochází k napojení kolmo na směr dřevních vláken. Spoj bude proveden zapuštěním podpěry do hloubky 250 mm mezi podélné hlavní nosníky a stažen neprůběžnými svorníky, přes ocelové profily. Pro kotvení paty podpěry k hlavním nosníkům budou použity protismykové vložky, které omezí vzájemné posuny.



Obr. 37 Napojení podpěry na hlavní nosník

5.3.7 Spoj obloukový nosník - příčná výztuha

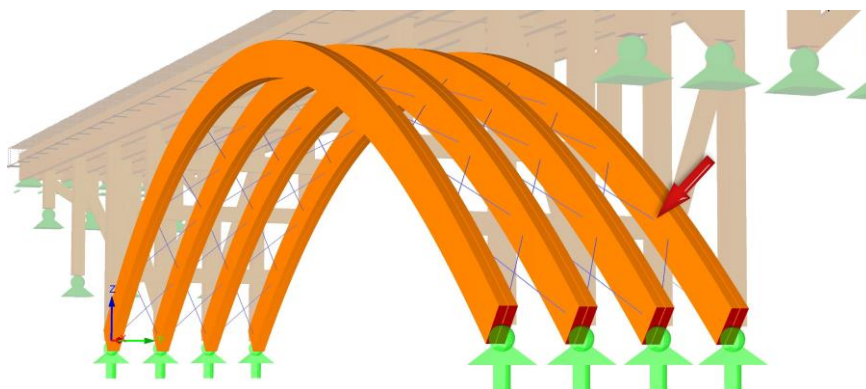
Spoj bude proveden tesařským třmenem rozměrů 240 × 600 mm a kotven zároveň zinkovanými stavebními hřebíky.



Obr. 38 Napojení příčnicku a obloukového nosníku

5.3.8 Spoj obloukový nosník - ocelová diagonální výztuha

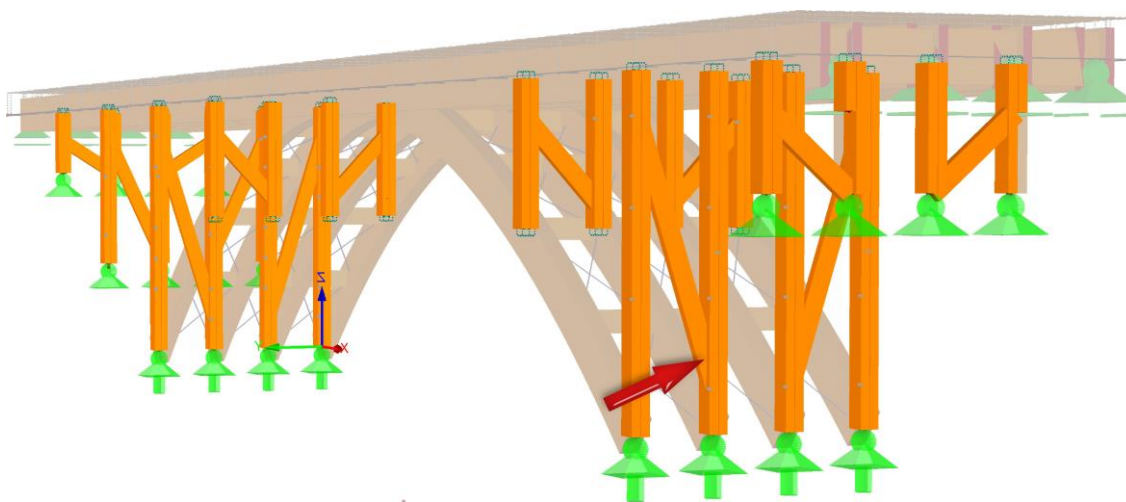
Ocelová výztuha bude opatřena ocelovou podložkou, která bude k obloukovým nosníkům připevněna svorníky.



Obr. 39 Napojení ocelové diagonály na obloukový nosník

5.3.9 Spoj podpěra - diagonální výztuha

Spoj bude proveden zdvojeným ocelovým plechem tloušťky 12 mm a ukotven svorníky s dřevěnými zátky. Mezi výztuhou a podpěrrou bude ponechána ventilační mezera 20 mm.

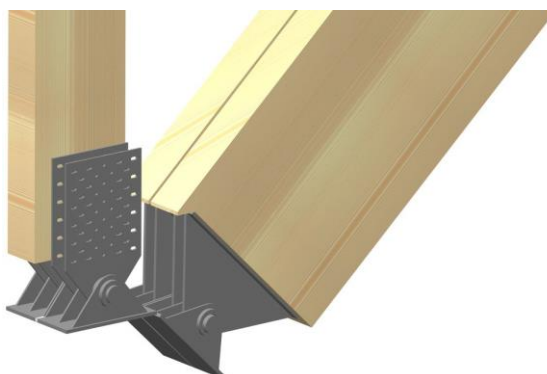


Obr. 40 Napojení diagonály na podpěry mostu

5.3.10 Pata mostu

Bylo navrženo osazení nosníků do ocelové paty mostu tak, aby pata umožnila jejich volnou výškovou dilataci. Pata bude osazena dvojicí plechů tl.12 mm, na které budou nosníky nasunuty. Spodní otvory paty budou vyvrtány bez vůle, avšak po výšce paty se bude vůle zvyšovat až na vůli 10 mm, v horní části ocelové paty. Obloukový

nosník je opatřen noselem z důvodu eliminace stékání dešťové vody po čele nosníku (viz obr. 41). Paty nosníků a podpěr budou umístěny ve výšce 1 metr nad okolním terénem, který bude obsypán štěrkem pro omezení růstu vegetace.



Obr. 41 Detail paty obloukového nosníku a podpěry

5.4 Návrh konstrukční ochrany konstrukce

Na základě doporučení EN 1995-2 (2007) bude z bočních stran krajních obloukových nosníků provedeno zakrytí dřeva a většiny ocelových spojů, vyměnitelnými modřínovými lamelami tloušťky 26 mm × 140 mm. Z vrchní strany nosníků bude pro zamezení vtékání srážkové vody použita trojvrstvá modřínová biodeska tloušťky 30 mm. Biodeska bude osazena s přesahem 50 mm na obou stranách a nakloněna ve sklonu 4%, tak aby srážková voda z nosníků permanentně odtékala.



Obr. 42 Konstrukční ochrana obloukových nosníků

Boční modřínové lamely i horní krycí modřínová biodeska budou kotveny do podkladních latí tak, aby vznikla provětrávaná mezera minimální mocnosti 40 mm. Výše zmíněná úprava se bude týkat jen krajních obloukových nosníků 9,10 a 15,16 a nosníky

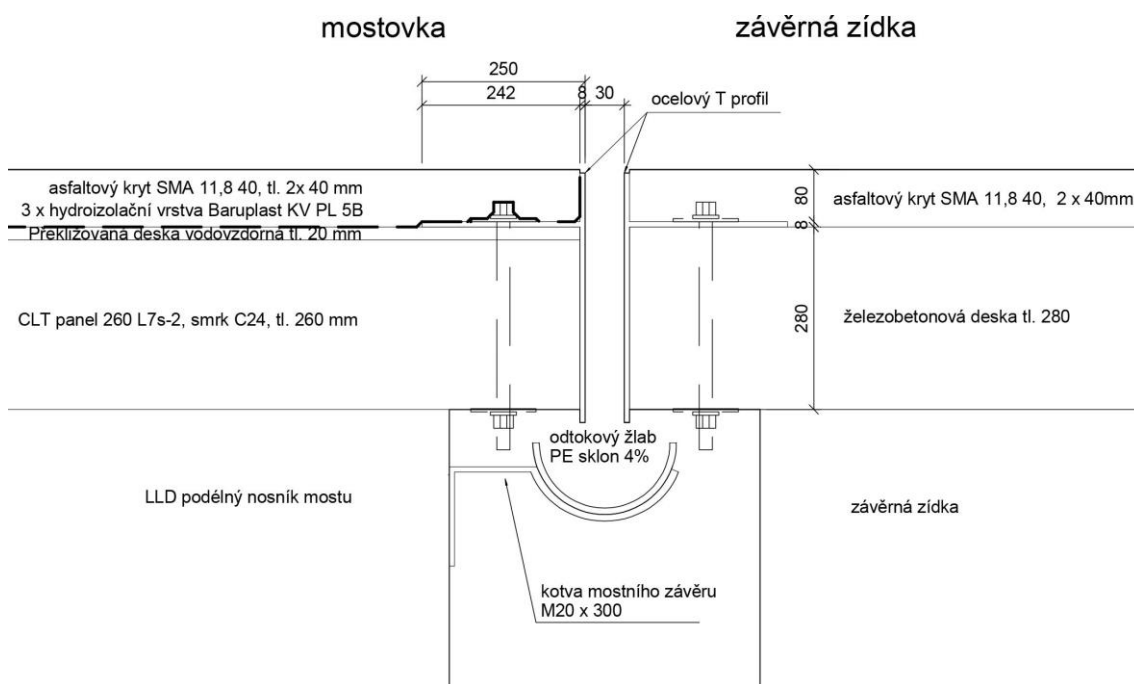
středních polí budou opatřeny jen stříškou z modřínové biodesky, tloušťky 30 mm, s přesahy 50 mm přes okraje nosníku (viz obr. 42).

Hlavní obloukové nosníky i podpěry jsou navrženy tak, aby mohlo dojít k jejich případné postupné výměně bez rizika kolapsu konstrukce, avšak s omezením provozu na mostě.

5.5 Návrh mostního závěru

Byl navržen mostní závěr z ocelového T profilu dle obrázku 43. Vzhledem k šířkovým dilatacím dřevěné mostovky $\Delta 5,4$ mm bude ocelový mostní závěr rozdělen na 6 segmentů délky 1499 mm, které budou k mostu kotveny jednotlivě. Vznikne tak dilatační spára 2 mm mezi jednotlivými segmenty závěru. Kotvení bude provedeno pomocí svorníků M 20 do otvorů ocelového profilu. Otvory v mostním závěru budou vrtány tak, aby umožňovaly volný pohyb závěru kolmo k délce mostu. Vzniklá spára mezi jednotlivými segmenty závěru bude přetěsněna elastickou hydroizolací Baruplast KV PL 5B.

Návrh mostního závěru zohledňuje délkovou a šířkovou dilataci mostu, avšak již nezohledňuje vytváření výškového schodku $\Delta 9,1$ mm (viz. kapitola 5.2.10.), vzniklého výškovou dilatací nosníků z LLD, při nájezdu na most.



Obr. 43 Řez mostním závěrem

5.6 Návrh mostních ložisek

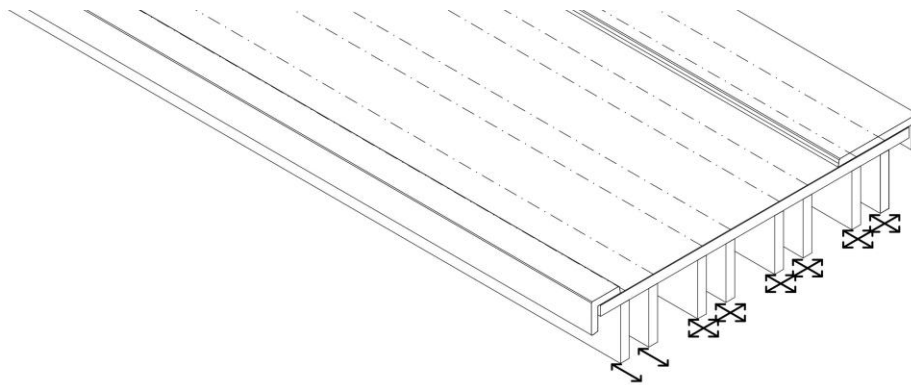
Návrhová hodnota dilatace převzatá z kapitoly 5.2.10 činí 21,1 mm.

Dilatace na délku celého mostu včetně rezervy 100% $21,1 + 21,1 = 42,2$ mm

Maximální dilatace na každé straně mostu včetně rezervy $42,2 : 2 = \mathbf{21,1}$ mm

Pro návrh mostních závěrů a ložisek bude použita hodnota **30 mm**.

Nejvyšší vertikální síla, působící na jedno ložisko ,vypočtená z programu RFEM je **78 kN**. Na základě schématu dilatačních pohybů mostu, zobrazených na obrázku 44, byla vybrána následující ložiska.



Obr. 44 Předpokládané dilatační pohyby mostu

Zvolená ložiska pro celý most:

- 4 × jednosměrně posuvné AEL-A 325 × 240, h 40, s přípustným zatížením 132 kN pro nosníky 1 a 2.
- 12× všesměrně posuvné AEL-B 325 × 240, h 40, s přípustným zatížením 125 kN pro nosníky 3- 8.

U mostu není předpokládáno vysoké zatížení, proto byla vybrána méně odolná, elastomerová ložiska. Ložiska budou konstrukčně upravena tak, aby byla umožněna montáž pomocí vrtů na dřevěné nosníky mostu. Statický výpočet ložisek ani jejich ukotvení nebyl proveden.

5.7 Stanovení zatížení působící na konstrukci

Postupně budou uvedena jednotlivá zatížení, která se podílí na zatížení konstrukce. Charakteristické hodnoty těchto zatížení budou následně vstupními hodnotami do programu RFEM.

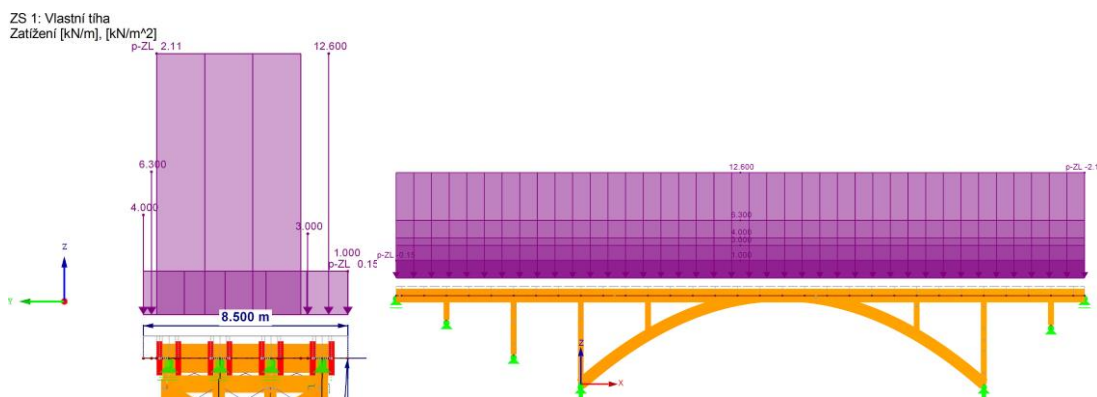
5.7.1 Stálé zatížení vlastní tíhou G

Shrnutí tíhy jednotlivých prvků horní stavby mostu, zmiňovaných v kapitolách výše, je uvedeno v následující tabulce. Tíha mostovky z CLT, tíha mostních nosníků z LLD a veškerých ostatních dřevěných prvků konstrukce jsou automaticky započteny programem RFEM. V tabulce 7 proto nejsou v tabulce uvedeny.

Tab. 7 Stálé zatížení vlastní tíhou - horní stavba

| část konstrukce | materiál | tloušťka (mm) | zatěžovací šířka (mm) | zatěžovací délka (m) | objemová hmotnost (kg/m ³) | tíha (kN/m) | tíha (kN/m ²) | počet v podélném směru |
|------------------|--------------------------|---------------|-----------------------|----------------------|--|-------------|---------------------------|------------------------|
| mostní vybavení | zábradlí ocelové | x | x | 70,4 | x | 1 | x | 2 ks |
| mostní vybavení | svodidla ZSODS1/H2 | x | x | 70,4 | x | 3 | x | 2 ks |
| mostní vybavení | římsa 2200 x 180 x 800 | x | 2200 | 70,4 | 2500 | 12,6 | x | x |
| mostní vybavení | římsa 800 x 180 x 800 | x | 800 | 70,4 | 2500 | 6,3 | x | x |
| kryt vozovky | 2 x asphalt - SMA 11,8 4 | 80 | 6000 | 70,4 | 2500 | x | 2 | 1 vrstva |
| hydroizolace | 3 x Baruplast KV PL | 10 | 8500 | 70,4 | 1100 | x | 0,11 | 1 vrstva |
| roznášecí vrstva | překližka PDP 20 | 20 | 8500 | 70,4 | 750 | x | 0,15 | 1 vrstva |

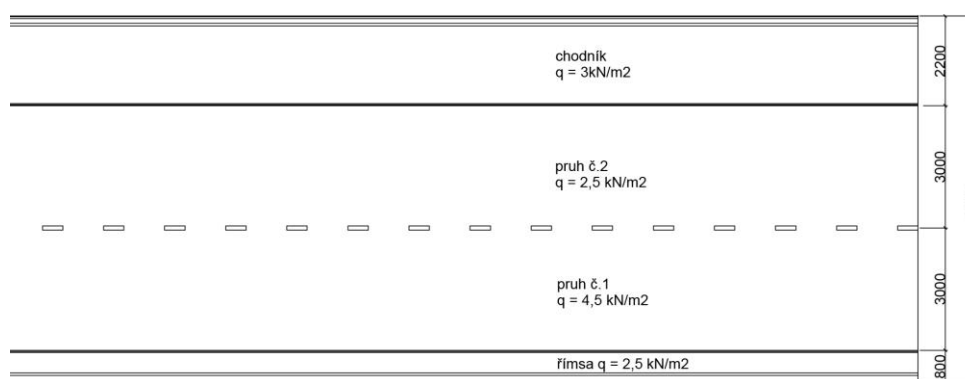
Rozložení stálého zatížení vlastní tíhou, po zadání do softwaru RFEM, je patrné z obrázku 45. Síly od stálého zatížení vlastní tího tvoří společně zatěžovací stav 1, neboli ZS1.



Obr. 45 Zatížení vlastní tíhou

5.7.2 Zatížení dopravou Q

Při výpočtech zatížení dopravou dle ČSN EN 1991-2 (2003) se zatížení dopravou dělí to čtyř tzv. zatěžovacích modelů, neboli load model LM1 až LM4. Pro účely této práce bude zohledněno jen zatížení od zatěžovacího modelu LM1. Ten se dělí na zatížení rovnoměrné a zatížení soustředné od dvojnápravy vozidel. Pro účely výpočtů byla zatěžovací šířka pruhu zvolena 3 m a umístění pruhů na mostě bylo zvoleno dle obrázku 46 tak, aby vytvářelo nejnepříznivější účinek na mostní konstrukci.



Obr. 46 Rozmístění pruhů na mostě

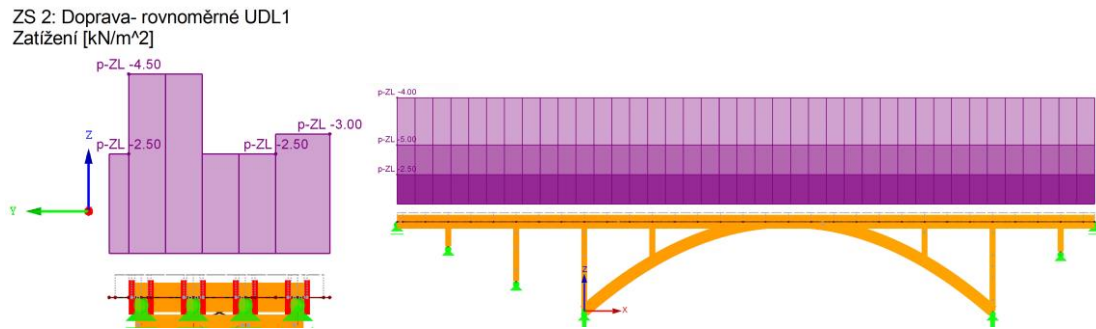
Regulační součinitele α pro třídu komunikací 2. jsou znázorněny v tabulkách níže. Vynásobením regulačního součinitele α rovnoměrným zatížením v jednotlivých pruzích q_{ik} byly získány výsledné charakteristické hodnoty rovnoměrného zatížení, znázorněné tučně. Výsledné hodnoty jsou vstupními hodnotami do programu RFEM.

5.7.2.1 Zatížení dopravou - rovnoměrné q_{ik}

Tab. 8 Model zatížení LM 1, zatížení rovnoměrné

| Umístění | Rovnoměrné zatížení (UDL) | | |
|------------------|-----------------------------|-------------------------------|---|
| | $\alpha_{qi} = \alpha_{qr}$ | q_{ik} [kN/m ²] | $q_{ik} \cdot \alpha_{qi}$ [kN/m ²] |
| Pruh č. 1 | 0,5 | 9 | 4,5 |
| Pruh č. 2 | 1 | 2,5 | 2,5 |
| Zbývající plocha | 1 | 2,5 | 2,5 |

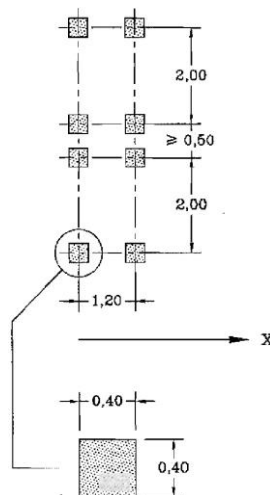
Rozmístění rovnoměrného zatížení po zadání charakteristických hodnot do softwaru RFEM je patrné z obrázku 47. Rovnoměrné zatížení dopravou tvoří zatěžovací stav ZS2.



Obr. 47 Rovnoměrné zatížení dopravou

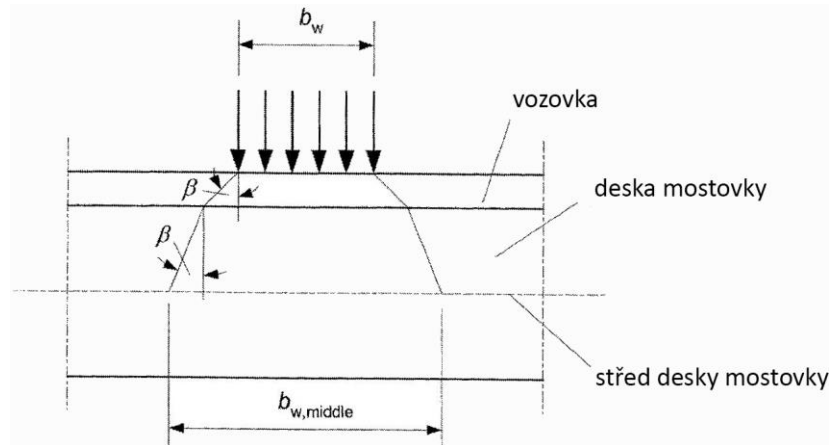
5.7.2.2 Zatížení dopravou - bodové od dvojnápravy Q_{ik}

Rozmístění bodového zatížení od pneumatik na mostě, kde x je směr jízdy, je patrné z obrázku 48. Zatěžovací plocha pneumatik vozidel zatěžovacího modelu LM1 se má brát jako rovnostranný čtverec o straně $b_w = 40$ cm. Rozchod kol se má brát osově 2 m a rozvor náprav 1,2 m (viz obr. 48).



Obr. 48 Zatěžovací plocha pneumatik na mostě

Při ověřování mezních stavů se má tato plocha pneumatik přepočít, roznesením do středu nosné desky. Tato nová zatěžovací plocha je čtverec o ploše $b_{w, \text{middle}} \times b_{w, \text{middle}}$ s působištem ve středu nosné desky.



Obr. 49 Přepočet zatížení od pneumatiky do středu nosné desky

Výpočet $b_{w, \text{middle}}$:

1. Kryt vozovky SMA 11,8 40 = 80 mm
2. Roznášecí vrstva – vodovzdorná stavební překližka = 20 mm
3. CLT panel = 260 mm,

$$\beta = 45^\circ$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$b_{w, \text{middle}} = (((260 : 2) + 80 + 20) \sin \beta) 2 + 400 = 860 \text{ mm}$$

Tíha kola vozidla, které má kontaktní plochu s vozovkou $400 \times 400 \text{ mm}$, se ve středu CLT panelu rozprostře na plochu **860 × 860 mm**. Tento údaj je vstupem do programu RFEM.

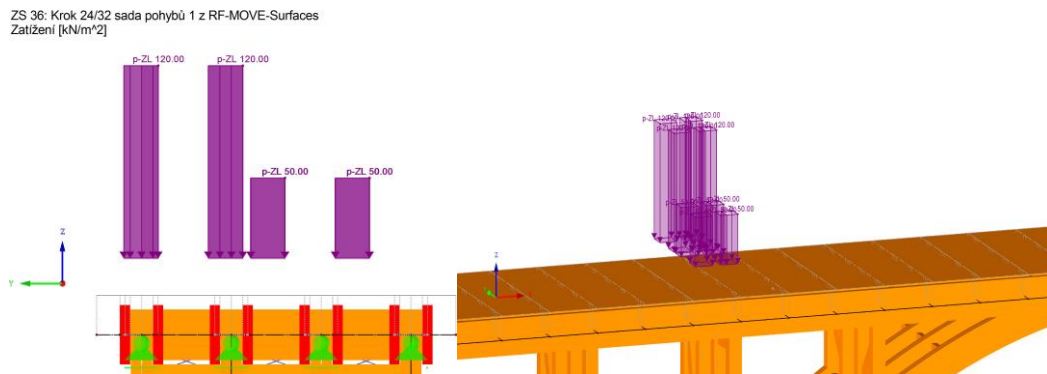
Výpočet výsledné charakteristické hodnoty zatížení dvojnápravou $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ je patrný z tabulky níže. Tučně zvýrazněné výsledná zatížení jsou vstupem do programu RFEM

Tab. 9 Model zatížení LM 1, zatížení dvojnápravou

| Umístění | Dvojnáprava (TS) | | |
|-----------|------------------|------------------------------|---------------------------------|
| | α_{Qi} | Nápravové síly Q_{ik} [kN] | $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN] |
| Pruh č. 1 | 0,8 | 300 | 240 |
| Pruh č. 2 | 0,5 | 200 | 100 |

Výsledkem jsou dvě dvojice náprav, kde každé kolo nápravy způsobuje zatížení 120 kN (pruh 1.) respektive 50 kN (pruh 2.) každé kolo o ploše 860×860 mm.

Zatěžovací model zatížení LM1 simuluje dvojici vozidel jedoucích souběžně po délce mostu. Bylo tedy vygenerováno 17 zatěžovacích stavů (ZS16 - ZS32) simulujících umístění dvojice vozidel, každé 4 metry po délce mostu. Jeden z těchto kroků „jedoucích vozidel“ je zobrazen na obrázku 50.



Obr. 50 Zatížení dvojnápravou

5.7.2.3 Brzdné a rozjezdové síly Q_{1k}

Zatížení Q_{1k} bylo vypočteno na základě EN 1991-2:2003 dle rovnice (4.6).

$$Q_{1k} = 0,6 \alpha_{Qi} (2Q_{ik}) + 0,1 \alpha_{qi} q_{ik} w_1 L \quad \text{přičemž} \quad 180 Q_{1k} \text{ kN} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN}$$

Výpočet brzdných sil v pruzích:

Zatěžovací šířka pruhu: $w_1 = w_2 = 3 \text{ m}$

1. Jízdní pruh, $i = 1$

$$Q_{1k} = 0,6 \times 0,8 \times (2 \times 300) + 0,1 \times 0,5 \times 9 \times 3 \times 70,4 = \mathbf{383,04 \text{ kN}}$$

2. Jízdní pruh, $i = 2$

$$Q_{2k} = 0,6 \times 0,5 \times (2 \times 200) + 0,1 \times 1 \times 2,5 \times 3 \times 70,4 = \mathbf{172,8 \text{ kN}}$$

Brzdné síly Q_{1k} a Q_{2k} byly do programu RFEM zadány jako síly působící horizontálně, ve středu jízdních pruhů, ve směru délky mostu „x“, v rovině plochy vozovky.

5.7.2.4 Odstředivá síla Q_{tk}

Dle tabulky 4.3 normy EN 1991(2002) je v případě poloměru zatáčky $r > 1500 \text{ m}$, je odstředivá síla rovna 0.

$$Q_{tk} = \mathbf{0 \text{ kN}}$$

5.7.2.5 Sestava zatížení dopravou gr1

Doposud byly uvedeny všechny složky zatížení LM1. Dopravní zatížení od ostatních modelů dopravy LM2, LM3 nebude uvažováno. Zatížení davem lidí LM 4 v této lokalitě není očekáváno, proto nebude uvažováno.

Výše uvedená dopravní zatížení byla zmiňována jednotlivě a nezávisle. V reálných situacích však tato zatížení působí současně a tvoří tzv. sestavy zatížení. Jednou ze sestav, pro zatížení dopravou, je sestava „gr1“. Ta bude jedinou zohledňovanou sestavou zatížení dle EN 1991-2 (2003).

Sestava gr1 pro zatížení dopravou se skládá z následujících složek dopravního zatížení:

- Q_{ik} LM1- zatížení dopravou- od dvojnápravy (TS)
- q_{ik} LM1- zatížení dopravou- rovnoměrné (UDL)
- Q_{lk} - zatížení od brzdných a rozjezdových sil
- Q_{tk} – odstředivé a příčné síly
- Rovnoměrné zatížení chodníků – normou doporučená hodnota **3kN/m**

Zatěžovací stavy často působí společně s dalšími zatíženími a vytváří takzvané kombinace zatížení KZ. Další zatěžovací stavy, které mohou vytvářet KZ a působit zároveň s dopravou a vlastní tíhou, jsou uvedeny níže.

5.7.3 Zatížení větrem Q

V případě uvažování dopravy při současném zatížení větrem je dle ČSN EN 1991-1-4 kapitola 8. základní rychlost větru $v_{b0} = 23 \text{ m/s}$. Směr větru byl pro výpočet nastaven kolmo na délku mostu ve směru osy „y“. Velikost zatěžovacích ploch bude automaticky spočtena programem RFEM.

5.7.4 Zatížení sněhem Q

Dle ČSN EN 1991-1-3 (2006) je předpokládáno odklizení sněhu z povrchu vozovky, a proto nemá být uvažováno. Zatížení sněhem by bylo uvažováno pouze v případě mostu zastřešeného.

5.7.5 Zatížení teplotou a vlhkostí

Zatížení teplotou bude provedeno programem RFEM. Zatížení vlhkostí, způsobující vnitřní napětí materiálu, nebude uvažováno.

5.7.6 Mimořádné zatížení A

Mimořádné zatížení od nárazu vozidla na mostě bude uvažováno dle ČSN EN 1991-7 (2008), jako zatížení působící na svodidla, ve směru y, **po délce 6 m silou 40 kN/m**. Mimořádnému zatížení od nárazu do podpěr pod mostem bude zabráněno zvýšením paty mostu a ochrannými svodidly. Nebude tedy uvažováno.

5.7.7 Zatížení seismickými pohyby Aa

Z mapy seismických oblastí uvedené v ČSN EN 1998-1 (2006) byly stanoveny

- koeficient referenčního zrychlení půdy $a_{gR} = 0,02g$
- součinitel významu stavby $\delta_I = 1$
- součinitel základové půdy $S = 1 - 1,4$

Výpočet:

$$a_{gR} \delta_I S = 0,02 \times 1 \times 1,4 = 0,028 < 0,05$$

Jelikož $0,028 < 0,05$, jedná se o případ velmi malé seismicity a toto zatížení nemusí být uvažováno.

5.7.8 Zatížení požárem

Třída ověřované požární odolnosti nebyla stanovena v souladu s ČSN EN 1995-1,2 (2004) pro jednotlivé prvky konstrukce zvlášť. Třída bude nastavena pro všechny prvky konstrukce společně na **90 minut**. Výpočet bude probíhat dle rovnic 6.12.a a 6.12.b dle EN 1990 (2002).

5.8 Kombinace zatížení

Doposud zmíněná jednotlivá zatížení a sestavy zatížení se pro účely výpočtu spojují do tzv. kombinací zatížení KZ. Informace, která zatížení se doplňují, vylučují a která působí souběžně, jsou obsaženy v příloze A 2.2.2. EN 1990 (2002). Podle této přílohy byly podmínky pro kombinace zatížení KZ nastaveny do programu RFEM, který následně vygeneroval přes 300 možných zatěžovacích kombinací.

5.9 Posouzení mezních stavů

Ověření proběhlo globální analýzou dle EN 1990 (2002) v programu RFEM v modulu Timber Pro. Výpočet byl proveden zavedením účinků II. řádu, se zavedením imperfekcí. Byla provedena globální analýza pro zjištění robustnosti a průhybů mostu jako celku a také analýza konstrukce, hodnotící jednotlivé dřevěné prvky. Spojovací prvky nebyly v analýze konstrukce zahrnuty.

5.9.1 Mezní stav únosnosti (STR/GEO)

Byl vypočten s použitím rovnic 6.1a. a 6.1b. dle EN 1990(2002).

5.9.2 Mezní stav použitelnosti

Pro globální analýzu byla použita hodnota mezního průhybu stanovena dle (ČSN EN 1990:2002) pro hlavní nosníky silničních mostů plnostěnné s nadvýšením $u_{lim} = 1/400$, příčnický a podélný silničních mostů a lávek $u_{lim} = 1/250$

Výpočet byl proveden dle rovnic (6.14.a), (6.14.b) a (6.14.c).

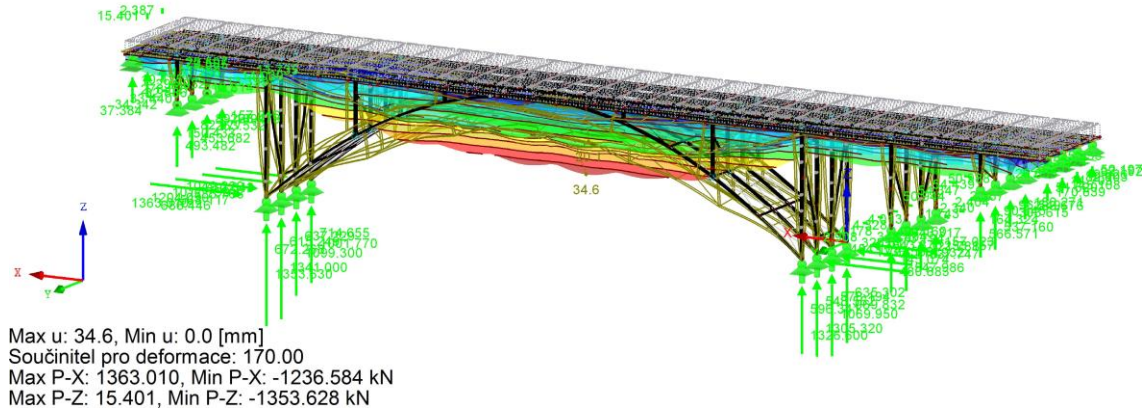
Součinitele zatížení pro MSP byly stanoveny dle přílohy A1.2.B- návrhové hodnoty zatížení EN 1990 (2002) následovně.

- $\gamma_{G,j,sup} = 1,35$ Nepříznivá zatížení
- $\gamma_{G,j,inf} = 1,0$ Příznivá zatížení
- $\gamma_{Q,l} = 1,35$ Nepříznivá chodci
- $\gamma_{Q,i} = 1,5$ Nepříznivá zatížení dopravou
- $\zeta = 0,85$

5.10 Výsledky statického posouzení konstrukce

Programem RFEM bylo vygenerováno přes 300 zatěžovacích stavů s různými stupni trvání, od stálých po okamžiková a postupně byla aplikována na model. Výsledný průhyb konstrukce při jejím globálním posouzení na MSÚ byl 34,6 mm (viz obr. 51).

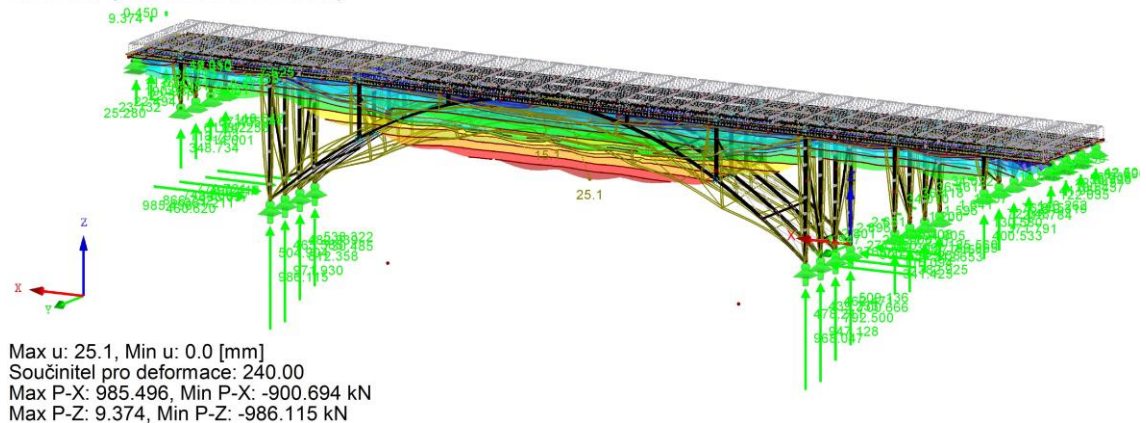
KV 1: MSÚ (STR/GEO) - trvalá/dočasná - rovn. 6.10a a 6.10b
Globální deformace u
Podporové reakce[kN]
Kombinace výsledků: Max. a min. hodnoty



Obr. 51 Globální posouzení MSÚ

MSP byl ověřován pro hodnoty charakteristické, časté a kvazistálé. K nejvyšším deformacím došlo při aplikaci zatížení charakteristického. Hodnota průhybu středního pole od této kombinace zatížení dosáhla 25,1 mm (viz obr. 52).

KV 2: MSP - charakteristická
Globální deformace u
Podporové reakce[kN]
Kombinace výsledků: Max. a min. hodnoty



Obr. 52 Analýza konstrukce MSP, charakteristické hodnoty zatížení

Tabulka 10 vyjadřuje míru využití materiálu vzhledem k maximálnímu možnému zatížení prvků při jednotlivých posouzeních. Hodnota pod 1 znamená, že prvek není namáhán větší silou, než je schopen přenést.

Tab. 10 Výsledky posouzení mezních stavů*

| | Dimenze prvku (mm) | MSÚ | MSP | Požární odolnost | Využití prvku |
|-------------------|--------------------|---------|---------|------------------|---------------|
| diagonály | 240 × 500 | 0,09 | 0,03 | 0,13 | 13 % |
| podpěry | 240 × 600 | 0,65 | 0,03 | 0,98 | 98 % |
| obloukové nosníky | 240 × 1200 | 0,67 | 0,07 | 1,09 | 109 % |
| hlavní nosníky | 240 × 1400 | 0,80 | 0,12 | 0,90 | 90 % |
| | | vyhověl | vyhověl | nevyhověl | |

*Podrobné výsledky posouzení jsou uvedeny jako příloha

Z výsledných hodnot je patrné, že hlavní nosníky a podpěry jsou optimalizovány na 90 respektive 98%. Při posuzování požární odolnosti však obloukový nosník, při současných rozměrech 1200 × 240 mm, nevyhověl.

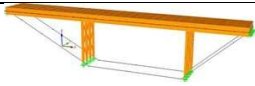



Při opakovaném návrhu obloukových nosníků, zvětšením jejich dimenze, na 1400 × 240 mm, již bylo dosaženo dostatečné požární odolnosti a prvek vyhověl. Zvýšením požární odolnosti, by kromě zvýšení průřezu nosníků, mohlo dojít také aplikací retardérů hoření či opatření nosníků nehořlavým obkladem z materiálů na bázi minerálních pojiv. Jelikož byly nosníky navrhovány jako zdvojené s provětrávanou mezerou, byla by další možností požární ochrany výroba nosníku plného, kde by snížením plochy hořlavých ploch, došlo k výraznému nárůstu jejich požární odolnosti.

5.11 Diskuse

V této práci byla, na základě stanovených kritérií, vybrána lokalita pro návrh nového mostu, a to přemostění dálnice D1 na 24,6 km. Jedním z kritérií byla, z důvodu docenění dřevěné konstrukce veřejností, exponovanost dané lokality. Vzhledem k bezpečnostním požadavkům a možným mimořádným situacím na dálnici, jako je požár vozidla či možnost nárazu vozidla do mostních podpěr, musely být některé navrhované varianty vyloučeny. V případě zvolení lokality, která by nevedla přes komunikaci, by toto omezení odpadlo a mohlo by být vybíráno z více konstrukčních variant.

Zvolená varianta IV. parabolický obloukový most s horní mostovkou byl vybrán z důvodu životnosti konstrukce, subtilního designu a umístění podpor dále od okraje dálnice. Ekonomické kritérium bylo posuzováno na základě hmotnosti dřevěných prvků (viz tab. 11), avšak toto hodnocení nezohlednilo další ekonomické faktory, jako jsou náročnost zhotovení, počet ocelových a spojovacích prvků a složitost vybudování základů. Po zvolení konkrétní varianty byl výběr a propojení jednotlivých prvků prováděny s ohledem na jejich životnost a složitost zhotovení, reflektující spojené náklady. Následně byly počty a dimenze prvků optimalizovány a navržena jejich konstrukční ochrana.

Tab. 11 Srovnání hmotnosti jednotlivých variant

| Model | Varianta | Hmotnost dřevěných prvků LLD včetně CLT mostovky |
|---|----------|--|
|  | I. | 182 t |
|  | II. | 154 t |
|  | III. | 163 t |
|  | IV. | 181 t |

Některé prvky mostního vybavení a mostního svršku nejsou ověřeny pro použití ve vzájemné kombinaci tak, jak byly navrženy. Příkladem je kotvení mostních řims do dřevěného CLT panelu, aplikace hydroizolace na dřevěný panel či montáž ocelových mostních závěrů na dřevný podklad. V současné době však pro tyto konstrukce nejsou

dostupná certifikovaná, systémová řešení a jejich spolupůsobení by bylo nutné nechat ověřit a schválit pro použití, Ministerstvem dopravy ČR.

V práci byly provedeny výpočty změny dimenzí prvků, vlivem vlhkosti a teploty v průběhu roku, které počítaly se zvolenými hodnotami mezní vlhkosti a teploty. Tyto hodnoty mohou být pro konkrétní místa značně variabilní. Například mlhovina, vytvořená drobnými kapkami vody, ve vznosu, od projíždějících vozidel, může značně ovlivnit průběhy vlhkosti přilehlého okolí. Pro účely výpočtů by proto bylo vhodnější využití dat z dlouhodobého měření v konkrétní lokalitě.

Spojovací prvky i konstrukce samotná, byly navrhovány tak, aby umožnily rozměrové změny dimenzí a nepůsobily negativně na celkovou životnost konstrukce. Společně s vyměnitelným obkladem hlavních nosných prvků, u kterého je předpokládána životnost 25 let a současným umožněním výměny hlavních nosných prvků, je celková požadovaná životnost stavby 100 let dosažitelná.

Při stanovení zatížení bylo z důvodu rozsahu této práce přistoupeno k vynechání některých typů dopravního zatížení, avšak podstatná část celkových zatížení byla zahrnuta.

Z výsledků je patrné, že i s použitím materiálu na bázi dřeva je možné dosáhnout dostatečné robustnosti konstrukce i požární ochrany a v případě požadavku na vyšší odolnost, stále zůstává prostor pro zvětšení průřezu nosných prvků, bez podstatného zvýšení spojené výrobní náročnosti.

6 Závěr

Cílem práce bylo zhodnocení konstrukčních variant dřevěných mostů, vhodných pro převedení vybrané pozemní komunikace a následný návrh mostu. Pro účely této práce byla zvolena pozemní komunikace III. třídy, křižující dálnici D1, mezi obcemi Lensedly - Hrušov. Po vyhodnocení množství faktorů byla vybrána konstrukce mostu ve tvaru parabolického oblouku s horní mostovkou. Důležitými faktory pro výběr byla životnost dřevěné konstrukce, estetická vhodnost varianty do dané lokality, efektivita vynaložených prostředků a realizovatelnost. Po návrhu jednotlivých částí mostu byla provedena globální analýza konstrukce na mezní stav únosnosti a použitelnosti, kterým most vyhověl. Provedena byla též analýza požární odolnosti, při které nevyhověly podpěrné obloukové nosníky. Ty by mohly být zesíleny, opatřeny retardérem hoření či obloženy nehořlavým materiálem. Při opakovaném výpočtu, při zohlednění zesílení oblouků, mostní konstrukce vyhověla všem uvažovaným zatěžovacím stavům.

Dřevo je jako přírodní materiál nejvíce limitováno a ovlivňováno vlhkostí, která může při nerespektování anatomické struktury dřeva způsobit značné škody. Podstatné je udržení vlhkosti dřevěné konstrukce pod 20% a tím omezení rizika biodegradace. Konstrukční spoje a mostní vybavení by mělo být navrhováno s ohledem na změny vlhkosti a teploty tak, aby nedocházelo k nadměrným napětím a poškození dřevěné konstrukce. Pro podrobnější analýzu souvislostí mezi délkou prvků, teplotou a jejich vlhkostí, by však bylo vhodné další zkoumání.

Dřevěné silniční mosty jsou v České republice spíše výjimkou, a to z důvodu nedostatku odborných firem zabývajících se touto problematikou. Pro dřevěné mosty nejsou v České republice schválena systémová konstrukční řešení, která by projekčním kancelářím usnadnila navrhování a následně stavebním firmám vstup do tohoto odvětví. Počty dřevěných mostů ze severovýchodních zemí však ukazují, že s dostatkem zkušeností, lze trvale a udržitelně s použitím dřeva, budovat až pětinu nových mostů. V souvislosti se současným středoevropským přebytkem dřevní suroviny a tlakem veřejnosti na využití obnovitelných surovin, tak může být toto odvětví novou příležitostí.

7 Seznam použitých zdrojů

Tištěné monografie

CHEN, Wai-Fah a Lian DUAN. *Bridge engineering handbook: Fundamentals*. Second edition. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group, [2014 (a)]. ISBN 9781439852071.

CHEN, Wai-Fah a Lian DUAN. *Bridge engineering handbook: Superstructure design*. Second edition. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group, [2014 (b)]. ISBN 9781439852217.

BARKER, R. M. a Jay Alan PUCKETT. *Design of highway bridges: an LRFD approach*. Third edition. Hoboken, New Jersey: Wiley, [2013]. ISBN 9780470900666.

ČAMBULA, Jaroslav. *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*. Praha: Pro Ministerstvo dopravy a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2010. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-90-0.

DOLEJŠ, Jakub. *Ocelové mosty: Cvičení*. I. vydání. Praha: ČVUT. Thákurova 1, 16041, Praha 6, 2006. ISBN 800103402.

DOLEJŠ, Jakub a Pavel RYJÁČEK. *Ocelové mosty: cvičení*. 3., přeprac. vyd. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013. ISBN 9788001052228.

VLČEK, Petr. *Odvodnění mostních objektů: pro studijní účely Vysoké školy báňské Technické univerzity Ostrava, Fakulta stavební, Katedra městského inženýrství*. Ostrava: Vysoká škola báňská - Technická univerzita, 2005. ISBN 8024808757.

KAUN, Miroslav a František LEHOVEC. *Pozemní komunikace: ZK 5*. Praha: ŠEL, spol.s.r.o., 1999. ISBN 8090246095.

KOLLMANN, Franz a Wilfred COTE. *Principles of Wood Science and Technology: Solid wood*. I. Berlin: Springer-Verlag, 1968. ISBN 139783642879302.

METTEM, C. J. *Timber bridges*. New York, NY: Routledge, 2011. ISBN 9780415577960.

Vědecké články a příspěvky

Monitoring of moisture content of protected timber bridges [online]. In: KOCH, Johannes a Antje SIMON. Vienna, Austria: WCTE 2016, 2016, s. 8 [cit. 2019-04-12]. Dostupné z: <http://www.scantronik.de/Publikationen/Materialfeuchte%20Gigamodul%20-%20Datenlogger%20-%20Publikation%2063200.pdf>

STEIGER, René a Sandy SCHUBERT. *Vibration and damping behaviour of a cable-stayed timber deck bridge with asphalt pavement* [online]. In: . 2010, s. 11 [cit. 2019-04-11]. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/265268664_Vibration_and_damping_behaviour_of_a_cable-stayed_timber_deck_bridge_with_asphalt_pavement

Recommended construction practices for stress-laminated wood bridge decks. In: RITTER, Michael A. a PDH LEE. *Michael A. Ritter* [online]. I. New Orleans LA. Baton Rouge, LA: Louisiana State University, 1996, s. 8 [cit. 2019-04-11]. Dostupné z: <https://www.fpl.fs.fed.us/documnts/pdf1996/ritte96c.pdf>

Technické normy

BS EN 942:2007: Timber in joinery. General requirements. BSI, 2007.

ČSN EN 14080: Dřevěné konstrukce - Lepené lamelové dřevo a lepené rostlé dřevo - Požadavky. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.

ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. I. vydání. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.

ČSN EN 1991-1-5: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. I. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.

ČSN EN 1991-1-7: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2008.

ČSN EN 1998-1: Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.

ČSN EN 13108-1: Asfaltové směsi - Specifikace pro materiály - Část 1: Asfaltový beton. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2017.

ČSN EN 1337-1: Stavební ložiska - Část 1: Všeobecná pravidla navrhování. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2002.

ČSN EN 301: Fenolická a aminová lepidla pro nosné díly dřevěných konstrukcí. Klasifikace a technické požadavky. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007.

ČSN EN 335-1: Trvanlivost dřeva a materiálů na jeho bázi. Definice tříd. Ohrožení biologickým napadením. Část 1: Všeobecné zásady. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007.

ČSN 73 0802: Požární bezpečnost staveb. Nevýrobní objekty. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2000.

ČSN 73 6021: Světelná signalizační zařízení. Umístění a použití návěstidel. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1994.

ČSN 73 6101: Projektování silnic a dálnic. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2000.

ČSN 73 6110: Projektování místních komunikací. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.

EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. The European Union Per Regulation 305/2011, 2003.

EN 1995-1-2: Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design. The European Union Per Regulation 305/2011, 2004.

EN 1995-2: Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges. The European Union Per Regulation 305/2011, 2004.

Technické listy

Büsscher & Hoffmann: Produkte [online]. 2019 [cit. 2019-04-11]. Dostupné z: <https://www.bueho.com/cs/p/40040-baruplast-kv-pl-5-b/>

Dyas multiplex: Technický list [online]. In: . Uherský Ostroh, s. 2 [cit. 2019-04-11]. Dostupné z: <http://www.dyas.eu/produkty/dyas-multiplex>

Stora Enso: CLT. Cross Laminated Timber [online]. 2019 [cit. 2019-04-11]. Dostupné z: <http://www.clt.info/clt-standard-structures/>

TP 114: Svodidla na pozemních komunikacích [online]. 2015 [cit. 2019-04-12]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_114a.pdf

TP 190: Ocelové svodidlo ZSODS1/H2 Prostorové uspořádání technické podmínky [online]. Brno: ODS Dopravní stavby Ostrava a. s., 2008, , 22 [cit. 2019-04-11]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_190_1.pdf

TP 203: Ocelová svodidla (svodnicového typu) [online]. , 49 [cit. 2019-04-12]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_203a.pdf

TP 262: Ložiska mostů pozemních komunikací [online]. 2018, , 53 [cit. 2019-04-12]. Dostupné z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_262_2018_FINAL.pdf

Webové stránky

Calculatis: by Stora Enso [online]. 2019 [cit. 2019-04-11]. Dostupné z: <https://engineer.clt.info/>

Swedish wood: Structural Elements- Glulam [online]. [cit. 2019-04-17]. Dostupné z: https://www.swedishwood.com/about_wood/choosing-wood/wood-and-wood-based-products/structural-elements/

Woodproducts.fi: Wooden bridges [online]. Helsinki, Finland: Puuinfo [cit. 2019-04-12]. Dostupné z: <https://www.woodproducts.fi/content/wooden-bridges>

Přílohy

8 Seznam příloh

Příloha 1. výkres provedení stávajícího mostu DN1.031

Příloha 2. výkres návrhu mostu- bokorys

Příloha 3. výkres návrhu mostu- řez A-A

Příloha 4. vizualizace I.- mostní svršek

Příloha 5. vizualizace II.- pohled z vozidla

Příloha 6. vizualizace III.- nosná konstrukce

Příloha 7. vizualizace IV.- spodní stavba

Příloha 8. Výstupní protokol RFEM

Příloha 9. Výpočet průhybu CLT- Calculatis Stora Enso

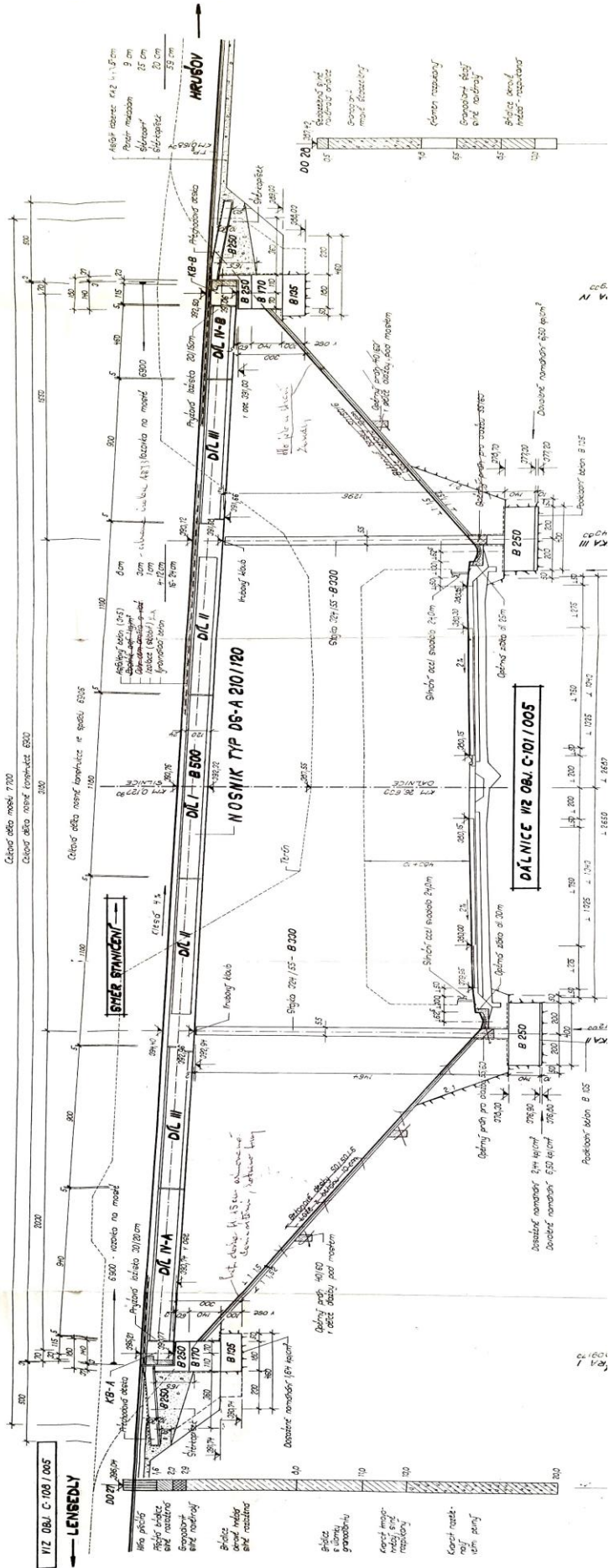
Příloha 10. Technický list- LLD

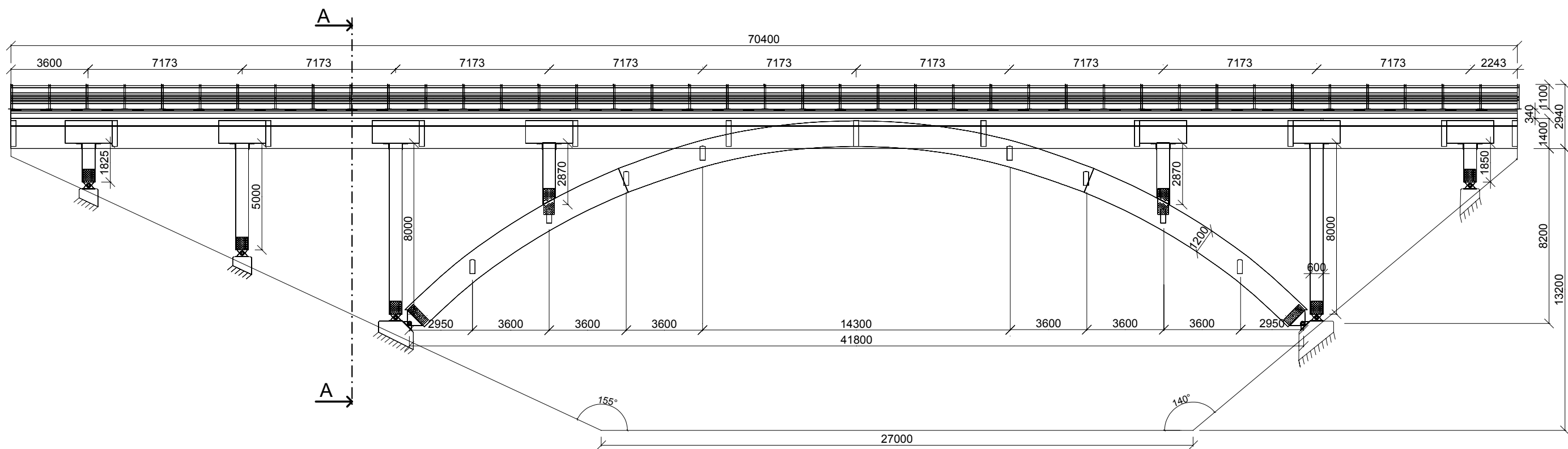
Příloha 11. Technický list- hydroizolační pás

Příloha 1. výkres provedení stávajícího mostu DN1.031

PODELNÝ REZ MOSTEM 1:100

č. 09.54





DIPLOMOVÁ PRÁCE
 MOSTNÍ KONSTRUKCE Z LEPENÉHO LAMELOVÉHO DŘEVA

LOKALITA: LENSEDLY- HRUŠOV, PŘEMOSTĚNÍ D1, 24,633 KM

VÝKRES: BOKORYS MOSTU

MĚŘÍTKO: 1 : 200

ČÍSLO VÝKRESU: 1/2

DATUM: 23.2.2019

FORMÁT: A3

VYPRACOVAL: Bc. VÁCLAV BARTŮŇEK



OŘEZ 1,5 CM

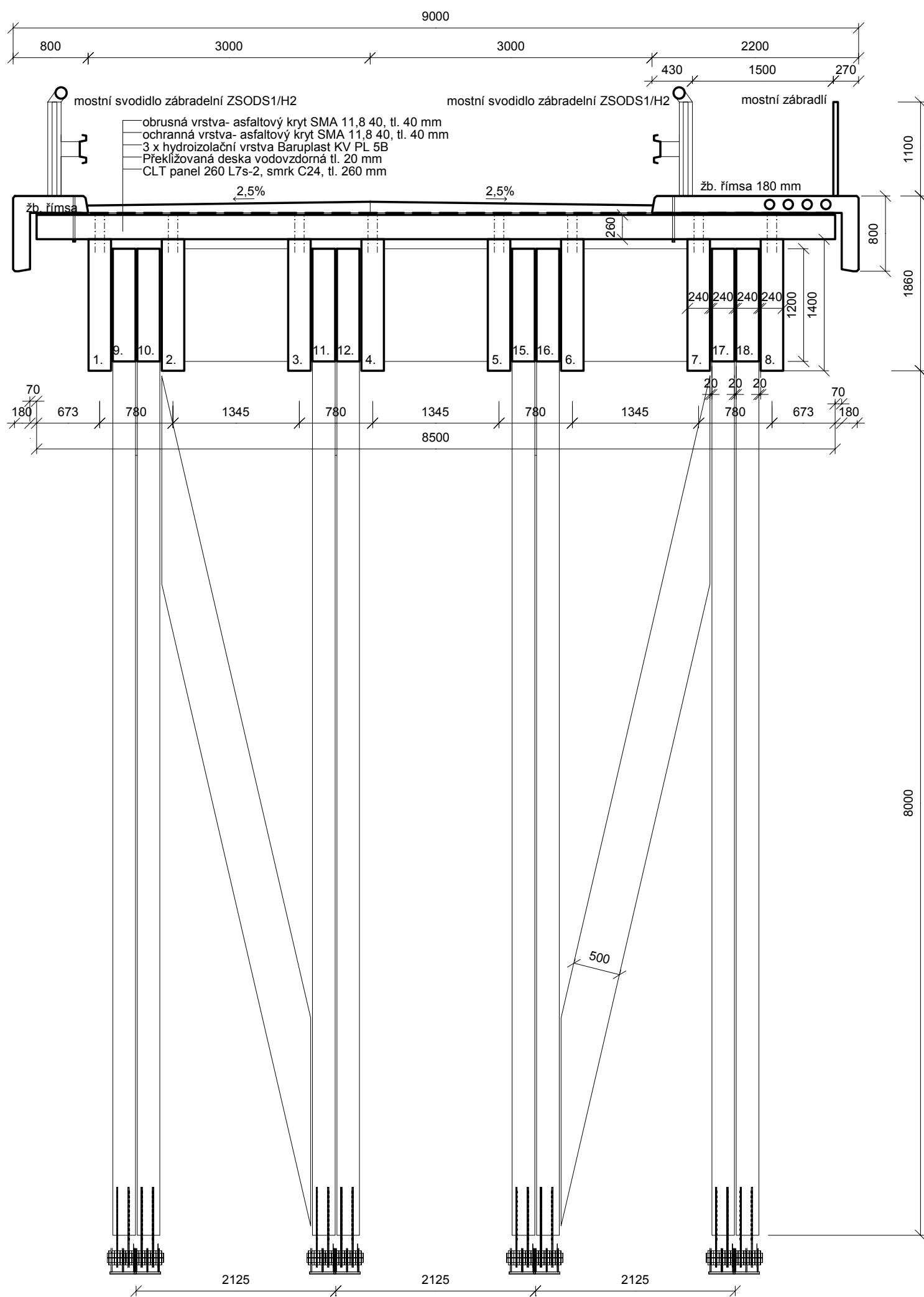
OŘEZ 1,5 CM

OŘEZ 1,5 CM

OŘEZ 1,5 CM

OŘEZ 1,5 CM

OŘEZ 1,5 CM



DIPLOMOVÁ PRÁCE
 MOSTNÍ KONSTRUKCE Z LEPENÉHO LAMELOVÉHO DŘEVA

LOKALITA: LENSEDLY- HRUŠOV, PŘEMOSTĚNÍ D1, 24,663 KM

VÝKRES: ŘEZ A-A

MĚŘÍTKO: 1 : 50

ČÍSLO VÝKRESU: 2/2

DATUM: 23.2.2019

FORMÁT: A3

VYPRACOVAL: Bc. VÁCLAV BARTŮŇEK

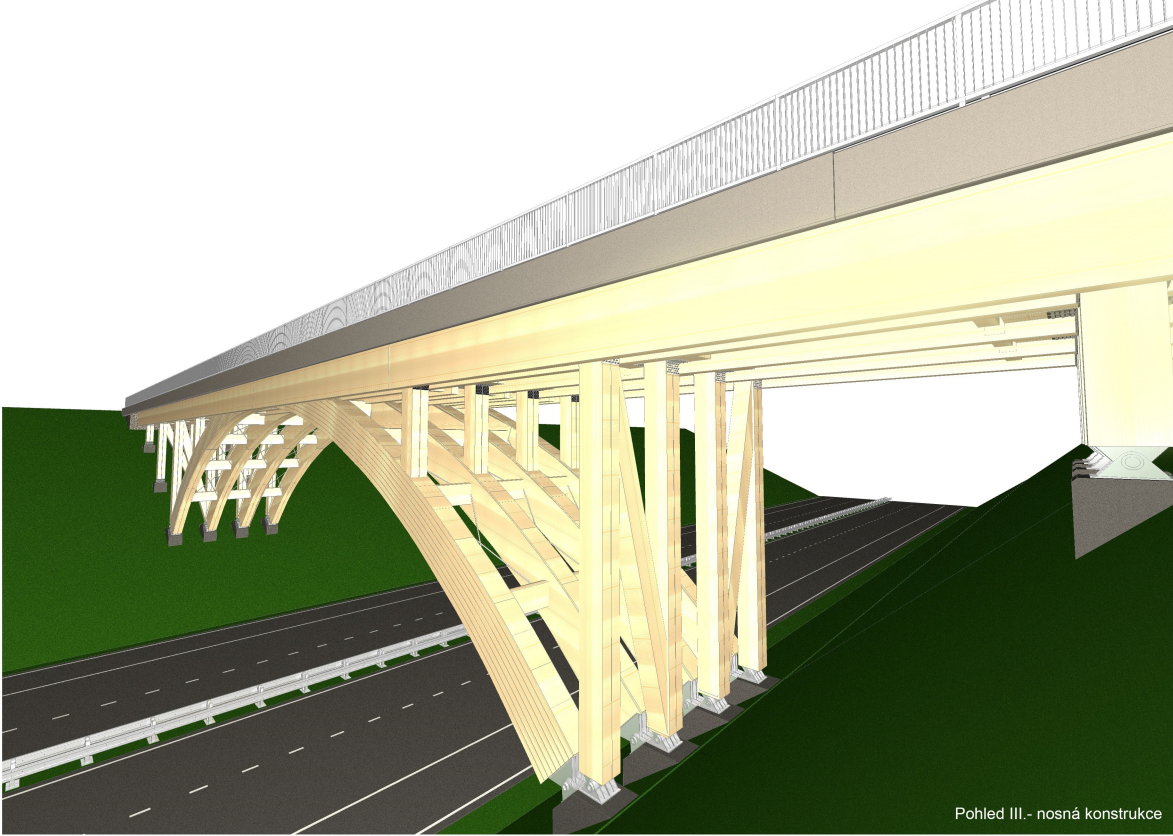




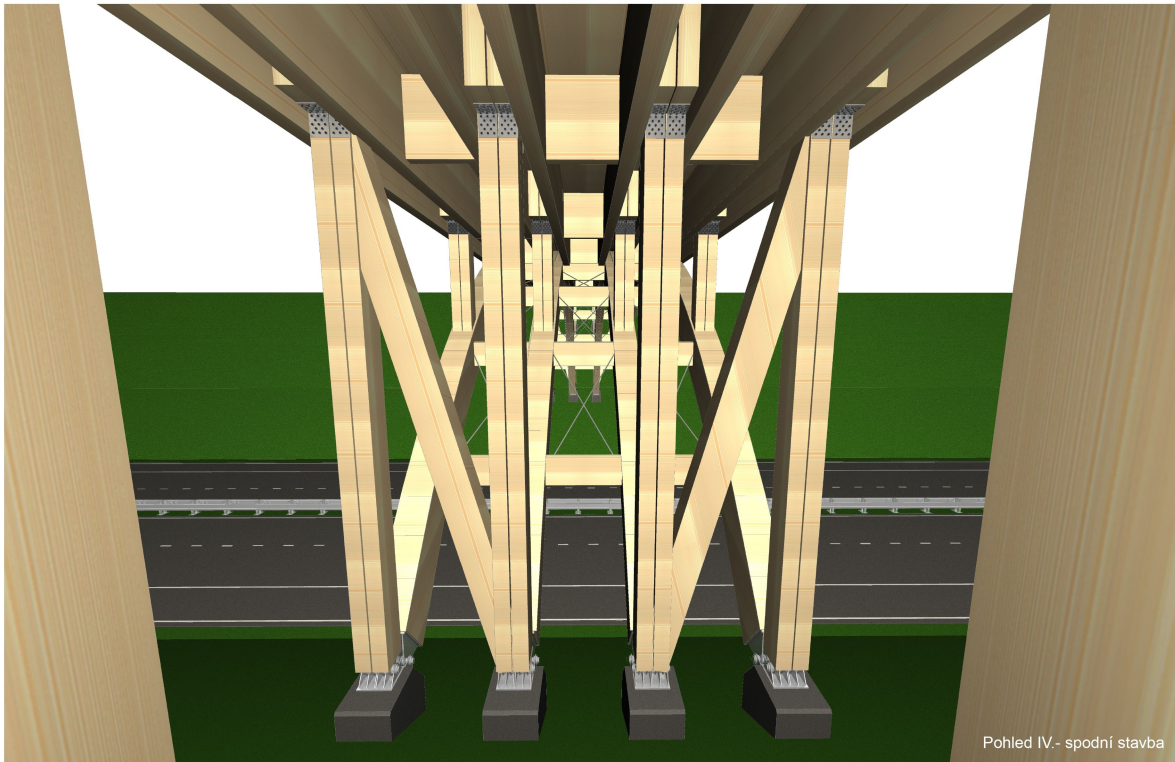
Pohled I.- mostní svršek



Pohled II. - pohled z vozidla



Pohled III. - nosná konstrukce



Pohled IV. - spodni stavba

Příloha 8. Výstupní protokol RFEM.



Diplomová práce
Návrh mostu z lepeného lamelového dřeva

Strana: 1/20
Oddíl: 1

Projekt: Most z LLD

Model: 5. všechny podpěry

Datum: 13.4.2019

Statický výpočet

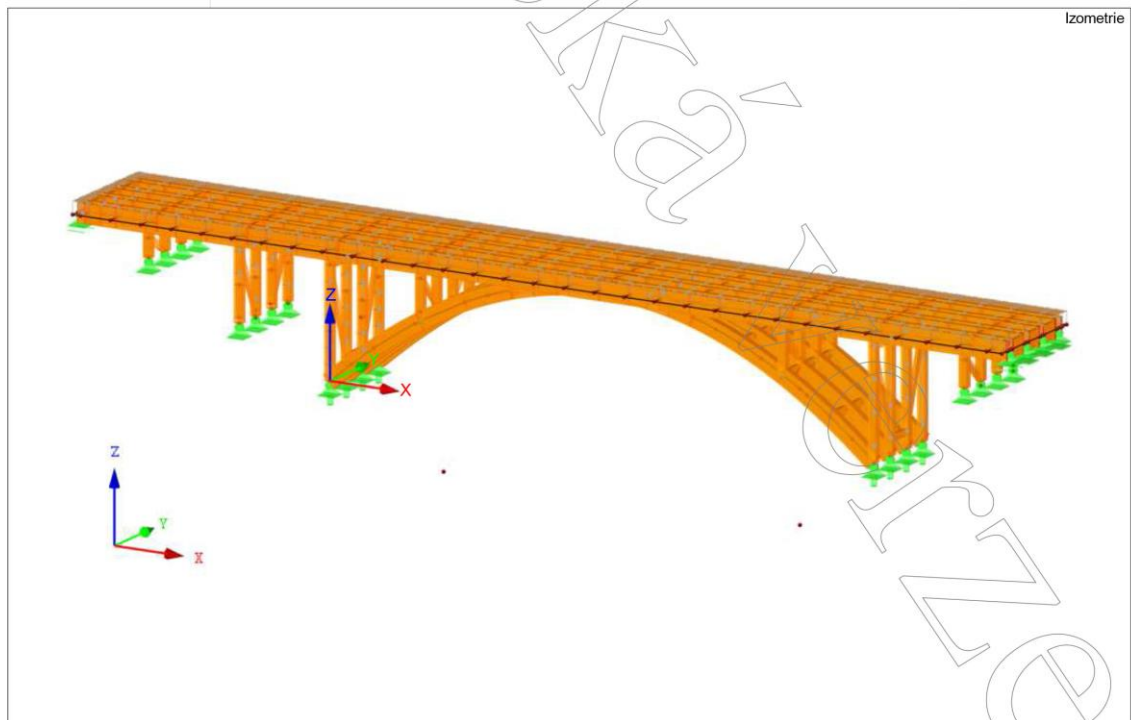
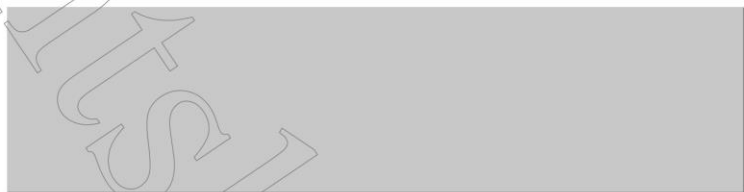
PROJEKT



INVESTOR



ZHOTOVITEL





Projekt: Most z LLD

Model: 5. všechny podpěry

Datum: 13.4.2019

■ OBSAH

| Výsledky - kombinace výsledků | | - charakteristická, Izometrie | |
|-------------------------------|--|-------------------------------|-------------------------------------|
| Obrázek | Globální deformace u, Podporové reakce, KV1: 3 | | |
| | | 1.1.1 | Základní údaje 7 |
| | | 1.1.3 | Údaje o normě 7 |
| Obrázek | MSÚ (STR/GEO) - trvalá/dočasná - rovn. 6.10a a 6.10b, Izometrie Globální deformace u, Podporové reakce, KV1: 4 | 1.1.4 | Použité normy 7 |
| | | 1.2 | Materiály 7 |
| Obrázek | MSÚ (STR/GEO) - trvalá/dočasná - rovn. 6.10a a 6.10b, Ve směru Y vnitřní síly M_y , Podporové reakce, KV1: MSÚ 5 | 1.3.1 | Průřezy 7 |
| | | 2.1 | Posouzení po zatěžovacích stavech 8 |
| | | 2.2 | Posouzení po průřezech 15 |
| Obrázek | (STR/GEO) - trvalá/dočasná - rovn. 6.10a a 6.10b, Ve směru Y Globální deformace u, Podporové reakce, KV2: MSP 6 | 4.1 | Výkaz materiálu po prutech 19 |

Projekt: Most z LLD

Model: 5. všechny podpěry

Datum: 13.4.2019

■ GLOBÁLNÍ DEFORMACE u , PODPOROVÉ REAKCE

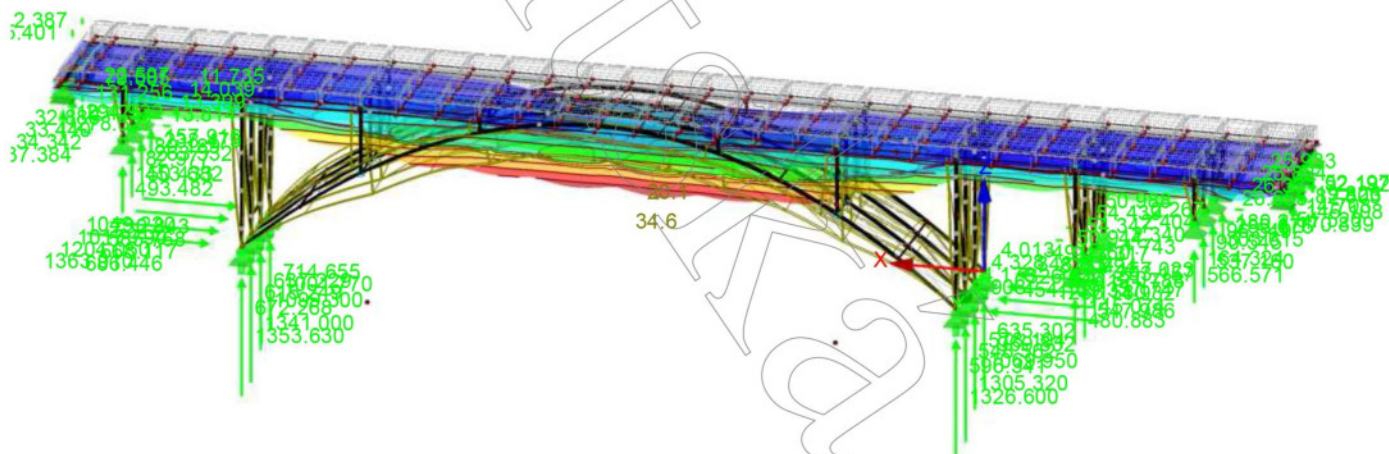
KV 1: MSÚ (STR/GEO) - trvalá/dočasná - rovn. 6.10a a 6.10b

Globální deformace u

Podporové reakce [kN]

Kombinace výsledků: Max. a min. hodnoty

Izometrie



Max u : 34.6, Min u : 0.0 [mm]
 Součinitel pro deformace: 140.00
 Max P-X: 1363.010, Min P-X: -1236.584 kN
 Max P-Z: 15.401, Min P-Z: -1353.628 kN

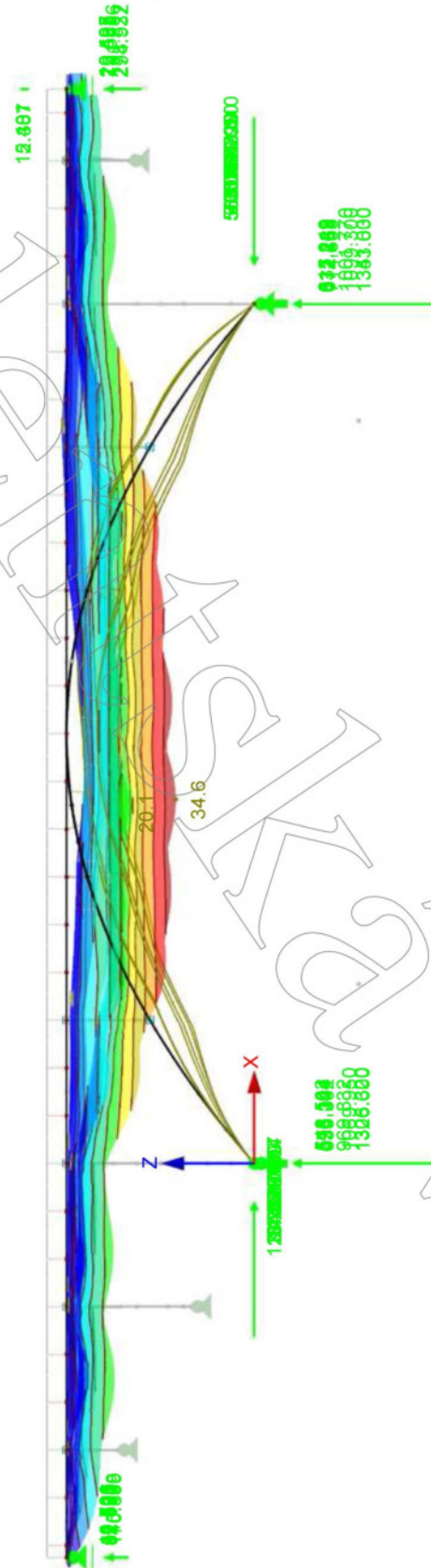
Projekt: Most z LLD

Model: 5. všechny podpěry

Datum: 13.4.2019

■ GLOBÁLNÍ DEFORMACE u, PODPOROVÉ REAKCE

Ve směru Y



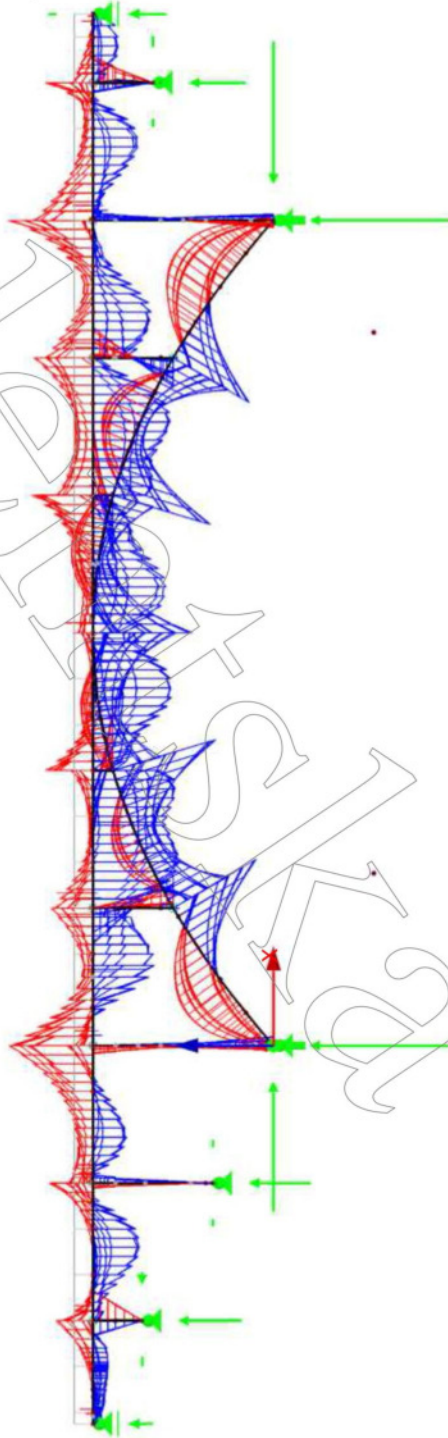
6.79 m

KV 1: MSÚ (STR/GEO) - trvalá/dočasná - rovn. 6.10a a 6.10b
Globální deformace u
Podporové reakce[kN]
Kombinace vislédků: Max. a min. hodnoty

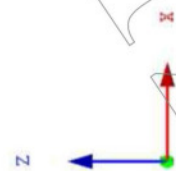
Max u: 34.6, Min u: 0.0 [mm]
Součinitel pro deformace: 170.00
Max P-X: 1363.010, Min P-X: -1236.584 kN
Max P-Z: 15.401, Min P-Z: -1353.628 kN

■ VNITŘNÍ SÍLY M_y , PODPOROVÉ REAKCE

Ve směru Y



9.049 m



KV 1: MSÚ (STR/GEO) - trvalá/dočasná - rovn. 6.10a a 6.10b
 Pruty Vnitřní síly M_y
 Podporové reakce
 Kombinace výsledků: Max. a min. hodnoty

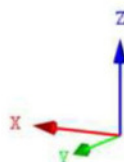
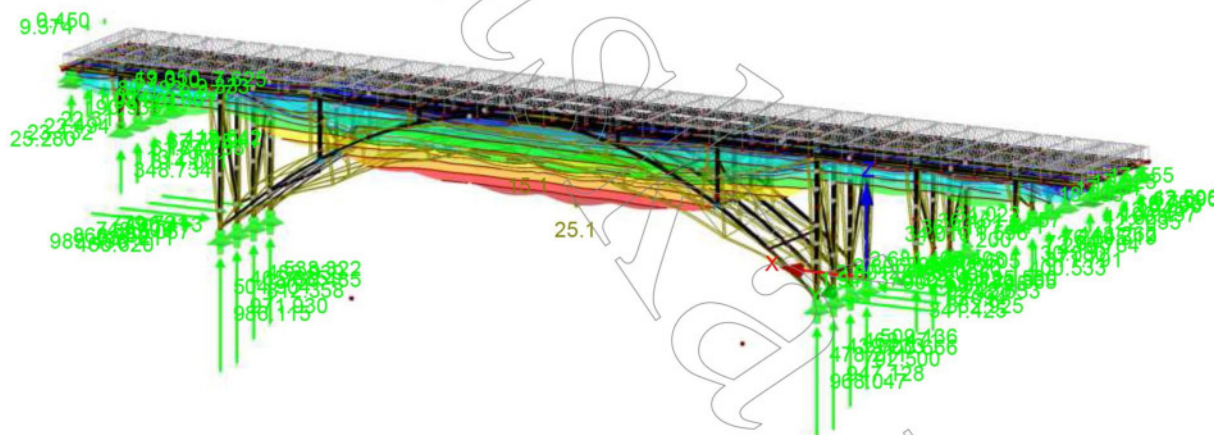
Pruty Max M_y : 233.753, Min M_y : -185.423 [kNm]
 Max P-X: 1363.010, Min P-X: -1236.584 kN
 Max P-Z: 15.401, Min P-Z: -1353.628 kN



■ GLOBÁLNÍ DEFORMACE u, PODPOROVÉ REAKCE

KV 2: MSP - charakteristická
Globální deformace u
Podporové reakce[kN]
Kombinace výsledků: Max. a min. hodnoty

Izometrie



Max u: 25.1, Min u: 0.0 [mm]
Součinitel pro deformace: 240.00
Max P-X: 985.496, Min P-X: -900.694 kN
Max P-Z: 9.374, Min P-Z: -986.115 kN

Projekt: Most z LLD

Model: 5. všechny podpěry

Datum: 13.4.2019

1.1.1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Table with 3 columns: Pruty k posouzení, Posouzení podle normy, and Všechny. Includes details on material standards (ČSN EN 1995-1-1/NA:2007-09) and fire resistance (MSÚ (STR)/GEO).

1.1.3 ÚDAJE O NORMĚ

Table containing material properties (e.g., tensile strength, modulus of elasticity), design values for various situations, and modification factors for laminated wood.

1.1.4 POUŽITÉ NORMY

Table of standards used, including ČSN EN 1995-1-1/NA:2007-09, ČSN EN 14080:2013-08, and ČSN EN 338:2010-05.

1.2 MATERIÁLY

Table of materials used in the construction, such as laminated wood (GL32c) and steel (S235).

1.3.1 PRŮŘEZY

Table of cross-sections, listing material, dimensions, and utilization for various parts of the bridge.

Projekt: Most z LLD

Model: 5. všechny podpěry

Datum: 13.4.2019

2.1 POSOUZENÍ PO ZATĚŽOVACÍCH STAVECH

Large table showing the assessment of the bridge under various loading conditions. Columns include member ID, designation, load, position, assessment results, and status (e.g., TD, Dlouhodobá).

Projekt: Most z LLD Model: 5. všechny podpěry Datum: 13.4.2019

2.1 POSOUZENÍ PO ZATĚŽOVACÍCH STAVECH

Table with 10 columns: ZS/KZ/ KV, Označení, Prut č., Místo x [m], Posouzení, Poso č., NS, TTZ. Contains detailed structural analysis data for various beam configurations and load cases.

Projekt: Most z LLD Model: 5. všechny podpěry Datum: 13.4.2019

2.1 POSOUZENÍ PO ZATĚŽOVACÍCH STAVECH

Table with 10 columns: ZS/KZ/ KV, Označení, Prut č., Místo x [m], Posouzení, Poso č., NS, TTZ. Contains detailed structural analysis data for various beam configurations and load cases.

Posouzení mezniho stavu použitelnosti

Summary table for serviceability limit state assessment with columns for ZS, KV, Posouzení, Poso č., NS, TTZ.

Projekt: Most z LLD

Model: 5. všechny podpěry

Datum: 13.4.2019

2.1 POSOUZENÍ PO ZATĚŽOVACÍCH STAVECH

Table with columns: ZS/KZ/KV, Označení, Prut č., Místo x [m], Posouzení, Poso č., NS, TTZ. Contains 47 rows of structural member data.

2.2 POSOUZENÍ PO PRŮŘEZECH

Table with columns: Průř. č., Prut č., Místo x [m], ZS/KZ/KV, Posouzení, Posouzení č., Označení. Contains data for cross-section 29 (T-obdélník 240/600) and cross-section 399.

Projekt: Most z LLD

Model: 5. všechny podpěry

Datum: 13.4.2019

2.2 POSOUZENÍ PO PRŮŘEZECH

Table with columns: Průř. č., Prut č., Místo x [m], ZS/KZ/KV, Posouzení, Posouzení č., Označení. Contains data for cross-section 34 (T-obdélník 240/500) and cross-section 38 (T-obdélník 240/500).

Příloha 9. Výpočet průhybu CLT- Calculatis Stora Enso

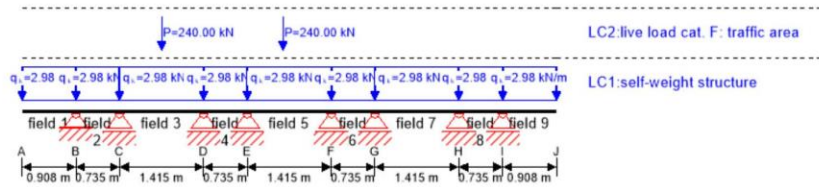
Bc. Václav Bartůněk

project
element

Mostní deska
Mostovka

page 1
date 02.04.2019

system



| global utilization ratio | | | | | | 67 % | | | |
|--------------------------|------|----------|------|-----|------|---------------|-----|---------|------|
| ULS | 67 % | ULS fire | 26 % | SLS | 46 % | SLS vibration | 6 % | support | -1 % |

section: CLT 260 L7s - 2

| layer | thickness | orientation | material |
|-----------|-----------------|-------------|------------|
| 1 | 40.0 mm | 0° | C24 spruce |
| 2 | 40.0 mm | 0° | C24 spruce |
| 3 | 30.0 mm | 90° | C24 spruce |
| 4 | 40.0 mm | 0° | C24 spruce |
| 5 | 30.0 mm | 90° | C24 spruce |
| 6 | 40.0 mm | 0° | C24 spruce |
| 7 | 40.0 mm | 0° | C24 spruce |
| t_{CLT} | 260.0 mm | | |

section fire: CLT 260 L7s - 2

| layer | thickness | orientation | material | | |
|--|-----------------|----------------|-------------|----------------|-------------|
| 1 | 40.0 mm | 0° | C24 spruce | | |
| 2 | 40.0 mm | 0° | C24 spruce | | |
| 3 | 30.0 mm | 90° | C24 spruce | | |
| 4 | 40.0 mm | 0° | C24 spruce | | |
| 5 | 30.0 mm | 90° | C24 spruce | | |
| t_{CLT} | 180.0 mm | | | | |
| fire resistance class: R 90 | | | | | |
| fire protection layering : no additional fire protection | | | | | |
| time | 90 min | | | | |
| k_0 | d_0 | $d_{char,0,h}$ | $d_{def,h}$ | $d_{char,0,v}$ | $d_{def,v}$ |
| [-] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [mm] |
| 1 | 7 | 71.0 | 78.0 | 0.0 | 0.0 |

material values

| material | $f_{m,k}$ | $f_{t,0,k}$ | $f_{t,90,k}$ | $f_{c,0,k}$ | $f_{c,90,k}$ | $f_{v,k}$ | $f_{r,k \min}$ | $E_{0,mean}$ | G_{mean} | $G_{r,mean}$ |
|------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] | [N/mm ²] |
| C24 spruce | 24.00 | 14.00 | 0.12 | 21.00 | 2.50 | 4.00 | 1.25 | 12,500.00 | 690.00 | 50.00 |

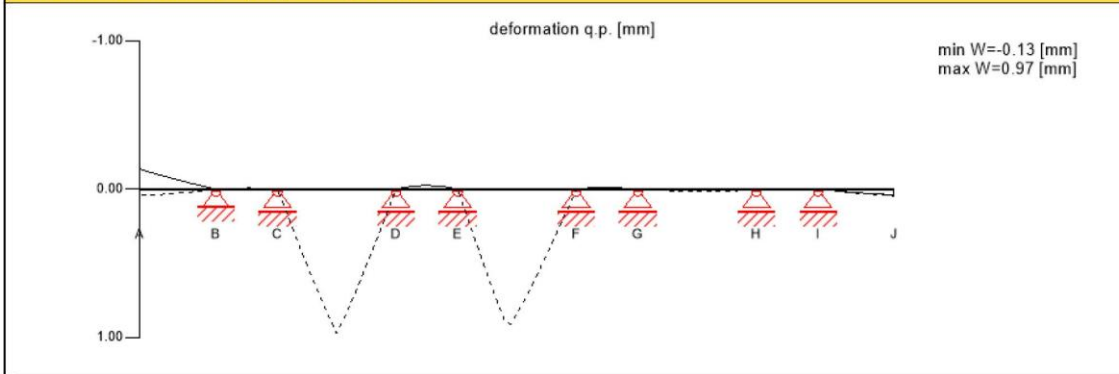
load

load case groups

| | load case category | Typ | duration | Kmod | γ_{inf} | γ_{sup} | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|-----|--------------------------------|-----|-------------|------|----------------|----------------|----------|----------|----------|
| LC1 | self-weight structure | G | permanet | 0.6 | 1 | 1.35 | 1 | 1 | 1 |
| LC2 | live load cat. F: traffic area | Q | medium term | 0.8 | 0 | 1.5 | 0.7 | 0.7 | 0.6 |



Service limit state design (SLS) - design results

 $w_{inst} = w[char]$

| field | limit | w_{limit} | $w_{calc.}$ | ratio |
|-------|-------|-------------|-------------|-------|
| | [-] | [mm] | [mm] | |
| 1 | 1/400 | 4.5 | 0.3 | 6 % |
| 2 | 1/400 | 1.8 | 0.0 | 1 % |
| 3 | 1/400 | 3.5 | 1.6 | 46 % |
| 4 | 1/400 | 1.8 | 0.0 | 2 % |
| 5 | 1/400 | 3.5 | 1.5 | 43 % |
| 6 | 1/400 | 1.8 | 0.0 | 1 % |
| 7 | 1/400 | 3.5 | 0.0 | 0 % |
| 8 | 1/400 | 1.8 | 0.0 | 0 % |
| 9 | 1/400 | 4.5 | 0.0 | 1 % |

 $w_{fin} = w[char] + w[q.p.] * k_{def}$

| field | limit | w_{limit} | $w_{calc.}$ | ratio |
|-------|-------|-------------|-------------|-------|
| | [-] | [mm] | [mm] | |
| 1 | 1/150 | 12.1 | 0.4 | 3 % |
| 2 | 1/150 | 4.9 | 0.0 | 0 % |
| 3 | 1/150 | 9.4 | 2.6 | 27 % |
| 4 | 1/150 | 4.9 | 0.1 | 1 % |
| 5 | 1/150 | 9.4 | 2.4 | 26 % |
| 6 | 1/150 | 4.9 | 0.0 | 1 % |
| 7 | 1/150 | 9.4 | 0.0 | 0 % |
| 8 | 1/150 | 4.9 | 0.0 | 0 % |
| 9 | 1/150 | 12.1 | 0.1 | 1 % |

 $w_{net,fin} = w[q.p.] + w[q.p.] * k_{def}$

| field | limit | w_{limit} | $w_{calc.}$ | ratio |
|-------|-------|-------------|-------------|-------|
| | [-] | [mm] | [mm] | |
| 1 | 1/250 | 7.3 | 0.3 | 4 % |
| 2 | 1/250 | 2.9 | 0.0 | 0 % |
| 3 | 1/250 | 5.7 | 1.9 | 34 % |
| 4 | 1/250 | 2.9 | 0.0 | 2 % |
| 5 | 1/250 | 5.7 | 1.8 | 32 % |
| 6 | 1/250 | 2.9 | 0.0 | 1 % |
| 7 | 1/250 | 5.7 | 0.0 | 1 % |
| 8 | 1/250 | 2.9 | 0.0 | 0 % |
| 9 | 1/250 | 7.3 | 0.1 | 1 % |

| vibration analysis | | | | | | | |
|----------------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|---------|----------|---------------------|--------|
| general | | | | | | | |
| total mass | | | | | 1.19 | [t] | |
| tributary width | | | | | 0.6 | [m] | |
| stiffness longitudinal direction | | | | | 39676.0 | [kNm ²] | |
| stiffness cross direction | | | | | 2231.8 | [kNm ²] | |
| modal damping | | | | | 1.0 | [%] | |
| α | | | | | 0.0 | [-] | |
| man weight | | | | | 700.0 | [N] | |
| modal mass | | | | | 335.8 | [kg] | |
| analysis | | | | | | | |
| crit. I | calc. | class I | class II | class I | class II | cl. I | cl. II |
| frequency criterion min | 134.197 [Hz] | 4.5 [Hz] | 4.5 [Hz] | 3 % | 3 % | ✓ | ✓ |
| frequency criterion | 134.197 [Hz] | 8.0 [Hz] | 6.0 [Hz] | 6 % | 4 % | ✓ | ✓ |
| acceleration criterion | 0.0 [m/s ²] | 0.05 [m/s ²] | 0.1 [m/s ²] | 0 % | 0 % | ✓ | ✓ |
| stiffness criterion | 0.002 [mm] | 0.25 [mm] | 0.5 [mm] | 1 % | 0 % | ✓ | ✓ |

| support reaction | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|-----------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|------|
| load case category | k_{mod} | B_V | C_V | D_V | E_V | F_V | G_V | H_V | I_V | |
| | | | | | | | | | | [kN] |
| self-weight structure | 0.6 | 4.53 | 2.66 | 3.03 | 3.17 | 3.17 | 3.03 | 2.66 | 4.53 | |
| | | 4.53 | 2.66 | 3.03 | 3.17 | 3.17 | 3.03 | 2.66 | 4.53 | |
| live load cat. F: traffic area | 0.8 | 0.00 | 141.33 | 138.00 | 156.29 | 116.39 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | |
| | | - | -3.58 | - | - | -3.67 | - | -3.46 | -1.00 | |
| | | 23.93 | | 12.37 | 12.03 | | 11.96 | | | |

| reference documents for this analysis | |
|---|--|
| English title | description |
| EN 338 | EN 338 - Structural timber — Strength classes |
| EN 1995-1-1 | EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings |
| ETA-14/0349 | European Technical Assessment ETA-14/0349 of 02.10.2014 |
| Expertise Rolling shear - no edge gluing, H.J. Blass | Expertise on Rolling shear for CLT |
| EN 1995-1-2 | EN 1995-1-2 - Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design |
| Technical expertise 122/2011/02: analysis of load bearing capacity and separation performance of CLT elements | Verification of the load bearing capacity and the insulation criterion of CLT structures with Stora Enso CLT |
| Technical expertise 2434/2012 - BB: failure time t_f of gypsum fire boards (GKF) according to ON B 3410 | Expertise on failure time t_f of gypsum wall fire boards according to ON B3410 and gypsum wall boards type DF according to EN 520 |
| EN 1990 | EN 1990 - Eurocode — Basis of structural design |
| ÖNorm B 1995-1-1 NA | ÖNORM EN 1995-1-1 - Austria - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General-Common rules and rules for buildings |
| ÖNorm B 1995-1-2 NA | ÖNORM EN 1995-1-2 - Austria - National Annex - Eurocode 5: Design of timber structures — Part 1-2: General — Structural fire design — National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements |
| Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe | Fire safety in timber buildings - technical guideline for Europe; publishes by SP Technical Research Institute of Sweden |
| National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12 | ÖNORM EN 1995-1-2 - National specifications concerning ÖNORM EN 1995-1-2, national comments and national supplements, chapter 12 |
| Expertise Rolling shear, H.J. Blass | Expertise on rolling shear strength and rolling shear modulus of CLT panels |
| ÖNORM EN 1995-1-1_NA, chapter 7.3 | ÖNORM EN 1995-1-1 - Austria - National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General-Common rules and rules for buildings; chapter 7.3 |

Disclaimer

The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood



Příloha 10. Technický list- LLD



GLULAM BSH TECHNICAL DATA

| | GL 24 | GL 28 | GL 30 | GL 32* |
|---|---|-------|-------|--------|
| Assembly | combined (c) / homogeneous (h) on request | | | |
| Wood Species | spruce | | | |
| Manufacture | in accordance with EN 14080 | | | |
| Moisture content | 9 - 14 % | | | |
| Mechanical grading | in accordance with EN 14081-3 | | | |
| Lamella thickness | 40 mm | | | |
| Gluing | modified melamine resin, light, non-darkening joints | | | |
| Surface quality | planed on 4 sides, chamfered edges, visible quality, non-visible quality | | | |
| Packaging | in packets, can be individually wrapped on request | | | |
| External monitoring | Holzforschung Austria | | | |
| Calculatory combustion behavior | 0,7 mm / min | | | |
| Emission category | < E1 according to EN 14080, test reports on request | | | |
| Fire behavior | D-s2, d0 | | | |
| Dimension tolerance | width ± 2 mm height ± 2 mm length ± 0.1% | | | |
| Change in shape | axially: 0.01 - 0.02 % per 1 % change in moisture content radially: 0.19 % per 1 % change in moisture content tangentially: 0.34 % per 1 % change in moisture content | | | |
| Heat conductivity | 0,13 W/mk | | | |
| Water vapor resistance coefficient | μ = 40 | | | |

* on request

GLULAM BSH SPECIFIC VALUES FOR DIMENSIONING EN 1995-1-1:2010-12, EN 14080:2013

| Component | Combined glulam | | | | Homogeneous glulam | | | |
|--|-----------------|--------|--------|---------|--------------------|--------|---------|---------|
| | GL 24c | GL 28c | GL 30c | GL 32c* | GL 24h | GL 28h | GL 30h* | GL 32h* |
| Strength class | | | | | | | | |
| Strength values (N/mm²) | | | | | | | | |
| Deflection ($f_{m,g,k}$) | 24 | 28 | 30 | 32 | 24 | 28 | 30 | 32 |
| Tension: parallel ($f_{t,0,g,k}$) | 17 | 19.5 | 19.5 | 19.5 | 19.2 | 22.3 | 24 | 25.6 |
| Tension: at right angles | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| Pressure: parallel ($f_{c,0,g,k}$) | 21.5 | 24 | 25.5 | 24.5 | 24 | 28 | 30 | 32 |
| Strength values (N/mm²) | | | | | | | | |
| Modulus of elasticity: parallel ($E_{0,g,mean}$) | 11,000 | 12,500 | 13,000 | 13,500 | 11,500 | 12,600 | 13,600 | 14,200 |
| Modulus of elasticity: at right angles ($E_{90,g,mean}$) | 300 | 300 | 300 | 300 | 300 | 300 | 300 | 300 |
| Shear modulus: $G_{g,mean}$ | 650 | 650 | 650 | 650 | 650 | 650 | 650 | 650 |
| Density characteristic values (kg/m³) | | | | | | | | |
| Density $\rho_{g,k}$ | 365 | 390 | 390 | 400 | 385 | 425 | 440 | 440 |

* on request

Příloha 11. Technický list - hydroizolační pás

BÜSSCHER & HOFFMANN

TECHNICKÝ LIST

**Büsscher
Hoffmann**

BARUPLAST KV PL 5 B

Büsscher & Hoffmann GmbH
Dach- und Abdichtungssysteme
Gewerbegebiet Fabrikstraße
Fabrikstraße 2, A-4470 Enns
Tel.: +43 (7223) 823 23-0
Fax: +43 (7223) 823 23-42
E-Mail: office@bueho.at
Web: www.bueho.at



Certifikát č.
1139-CPR-0027/06

Popis: Plastomerní asfaltový pás s vložkou z umělohmotné rohože (polyester)
pro hydroizolace mostů a pojižděných ploch, na betonový podklad, v souladu s RVS 15.03.12

Horní strana: jemný minerální posyp

Spodní strana: folie

Požadavky dle: EN 14695

Použití: Hydroizolační vrstva pro hydroizolace mostů a pojižděných ploch na betonový, s ochrannou vrstvou z LA

Zpracování: plnoplošně natavený (s podélnými i příčnými přesahy min. 100 mm).
Je třeba dodržet všechny příslušné normy a směrnice.

Balení: 18 rolí na paletě po 7,50 m x 1,0 m = 135 m²/paletě

výrobní kód: H40040

| Technické vlastnosti | Zkušební metoda / klasifikace | Jednotka | Hodnota |
|---|-------------------------------|-------------------|-----------------------|
| Délka role | EN 1848-1 | m | 7,5 |
| Šířka role | EN 1848-1 | m | 1,0 |
| Přímost | EN 1848-1 | mm/10m | < 20 |
| Plošná hmotnost | EN 1849-1 | kg/m ² | 5,4 (+/-0,3) |
| Tloušťka | EN 1849-1 | mm | 5,0 (+/-0,2) |
| Pevnost v tahu - protažení | EN 12311-1 | N/50mm | 1100/800 (+/-200/100) |
| Protažení při přetržení | EN 12311-1 | % | 50/50 (+/-10/10) |
| Rozměrová stálost | EN 1107-1 | % | ≤ 0,5 |
| Rozměrová stálost při zvýšené teplotě | EN 14695 B | % | NPD |
| Ohebnost za nízkých teplot | EN 1109 | °C | -10 |
| Odolnost proti stékání při zvýšené teplotě | EN 1110 | °C | +130 |
| Ohebnost za nízkých teplot – umělé stárnutí | EN 1296 | °C | NPD |
| Nasákavost | EN 14223 | % | ≤ 1,0 |
| Podíl posypu | EN 14695 D | g/m ² | 280 (+/-100) |

| Vlastnosti * | Zkušební metoda / klasifikace | Jednotka | Hodnota |
|---|-------------------------------|-------------------|----------|
| Pevnost proti odtržení – typ 1 | EN 13506 | N/mm ² | ≥0,4 |
| Smyková pevnost | EN 13653 | N/mm ² | ≥0,15 |
| Přemostění trhlin – typ 3 při -20 °C | EN 14224 | - | vyhovuje |
| Soudržnost po tepelném zatížení | EN 14961 | % | NPD |
| Odolnost proti hutnění asfaltové vrstvy | EN 14962 | - | vyhovuje |
| Chování při pokládání litého asfaltu | EN 14693 | % | 0 |
| Propustnost vodních par | EN 14694 | - | vyhovuje |

NPD = nedefinovaná hodnota

*Při použití následujících podkladních penetrací a pečecích vrstev: **Büsscher Barupox, Mapeifloor I 914, Sikadur 188, Stopox BV 100, Büsscherit Voranstrich Extra (BVE)**

Pokyny pro skladování: Skladování v rolích nastojato. Chraňte před slunečním zářením (UV) a extrémními vnějšími vlivy jako jsou např. extrémní teploty a vlhkost. V chladném období nutno skladovat minimálně 12 hodin před aplikací při teplotách vyšších než 0°C. Uvedené hodnoty jsou směrné hodnoty odpovídající statistické kontrole jakosti a vztahují se k datu výroby. Při zpracování a použití výrobku se musí brát zřetel na příslušné normy, právní předpisy, směrnice a stav technické praxe. Závaznost nemůže být z údajů odvozena. Uživatel musí posoudit a zabezpečit, zda je výrobek v daném případě vhodný, a že disponuje platnou verzí technického listu.

Technické změny vyhrazeny.

Vývoj, výroba a odbyt našich výrobků se řídí požadavky systému kvality DIN EN ISO 9001.

www.bueho.cz