

**Česká zemědělská univerzita v Praze**  
**Fakulta lesnická a dřevařská**  
**Katedra zpracování dřeva a biomateriálů**



**Fakulta lesnická  
a dřevařská**

**Diagnostika dřevo-betonového mostu**  
**Diplomová práce**

**Bc. Marek Vaculík**  
**Doc. Ing. Roman Fojtík, PhD.**

**2023**

# ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Bc. Marek Vaculík

Dřevěné konstrukce a stavby na bázi dřeva

Název práce

**Diagnostika dřevo-betonového mostu.**

Název anglicky

**Diagnostics of a wood-concrete bridge.**

---

## Cíle práce

Cílem diplomové práce je diagnostika dřevo-betonového mostu z pohledu trvanlivosti a mechanické odolnosti vybrané konstrukce. První část diplomové práce je vypracování literárního rozboru problematiky dřevěných mostů a diagnostiky mostů. Ve druhé části bude zpracován plán diagnostiky vybrané konstrukce, realizace měření a následné vyhodnocení. Obsah, rozsah a členění bude v souladu s aktuálním ND „Pravidla pro zpracování bakalářských a diplomových prací“. Přílohy budou obsahovat:

- 1) Část statického výpočtu pro potřeby diagnostiky vybraného mostu.
- 2) Orientační kalkulaci nákladů na diagnostiku vybraného mostu.
- 3) Základní výkresovou dokumentaci pro diagnostiku vybraného mostu.

## Metodika

Diplomová práce je rozdělena na teoretickou a praktickou část tak, aby práce odpovídala v co největším měřítku praxi.

Teoretická část, která by měla být zpracována do konce listopadu, zahrnuje především literární rešerši stávajícího poznání v oblasti dřevěných mostů a jejich životnosti s důrazem na vlastnosti dřeva v exteriéru.

Praktická část zahrnuje plán diagnostiky dle platných předpisů ČSN, statický výpočet nosné konstrukce pro potřeby porovnání s naměřenými hodnotami a základní výkresovou dokumentaci pro potřeby zatěžovací zkoušky a diagnostiky. Na základě těchto podkladů bude provedeno měření IN-SITU na vybrané konstrukci a naměřená data budou vyhodnocena a porovnána s provedenými výpočty a předpoklady chování konstrukce. Součástí této části diplomové práce je rozpočet navržené diagnostiky.

**Doporučený rozsah práce**

40-60 stran textové části DP

**Klíčová slova**

most, dřevo-beton, diagnostika, trvanlivost

---

**Doporučené zdroje informací**

ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.

ČSN EN 1995-1-1: Navrhování dřevěných konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

ČSN 01 3467 Výkresy inženýrských staveb. Výkresy mostů. 01/87.

ČSN 73 6200 Mostní názvosloví. 01/77, Změna a-5/77, Změna b-4/83.

ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů. 02/95. Změna 1-5/96

ČSN 73 6203 Zatížení mostů. 09/87, Změna a)-08/88, Změna b-11/89

ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů. 02/96.

ČSN 73 6221 Prohlídky mostů pozemních komunikací. 07/96.

Fojtík, R., Lokaj, A., Gabriel, J. 2017: Dřevěné mosty a lávky, Informační centrum ČKAIT, s.r.o., Praha, ISBN 978-80-88265-04-7.

RITTER M. A. 2005: Timber bridges: Design, Construction, Inspection and Maintenance – Part 1, Honolulu Hawaii: University Press of the Pacific, p 478, ISBN: 1-4102-2191-1.

---

**Předběžný termín obhajoby**

2022/23 LS – FLD

**Vedoucí práce**

doc. Ing. Roman Fojtík, Ph.D.

**Garantující pracoviště**

Katedra zpracování dřeva a biomateriálů

Elektronicky schváleno dne 21. 3. 2023

**doc. Ing. Roman Fojtík, Ph.D.**

Vedoucí ústavu

Elektronicky schváleno dne 23. 3. 2023

**prof. Ing. Róbert Marušák, Ph.D.**

Děkan

V Praze dne 23. 03. 2023

---

## **Čestné prohlášení**

Prohlašuji, že svou diplomovou práci "Diagnostika dřevo-betonového mostu" jsem vypracoval(a) samostatně pod vedením vedoucího práce a s použitím odborné literatury a dalších informačních zdrojů, které jsou citovány v práci a uvedeny v seznamu literatury na konci práce. Jako autor uvedené diplomové dále prohlašuji, že jsem v souvislosti s jejím vytvořením neporušil autorská práva třetích osob.

V Praze dne 5.4.2023

---

## **Poděkování**

Rád bych touto cestou poděkoval vedoucímu této práce, panu doc. Ing. Romanovi Fojtíkovi, PhD. za poskytnutí potřebných dat a cenných rad k vypracování práce.

Dále bych chtěl poděkovat rodině a přátelům za podporu během celého studia, jak bakalářského, tak magisterského.

## **Abstrakt**

Tato práce se zabývá diagnostikou dřevo-betonového mostu ev.č. 14213-3 v Bohunicích na Prachaticku s důrazem na jeho trvanlivost a mechanickou odolnost. Práce je rozdělena na část teoretickou a praktickou. Teoretická část je věnována dřevu jako takovému a jeho vlastnostem s důrazem na problematiku použití dřeva pro výstavbu mostních konstrukcí.

Praktická část se zabývá diagnostikou výše uvedené konstrukce, v rámci které byla provedena vizuální prohlídka, zatěžovací zkouška a analýza průběhu vlhkosti zabudovaného dřeva v čase od realizace.

Práce byla zpracována za účelem rozšíření použití těchto konstrukcí ve stavebnictví. Na základě výsledků měření a zkoušek bylo dosaženo závěru, že při správném konstrukčním řešení lze minimalizovat nedostatky dřeva zabudovaného ve vnějších podmínkách a vytvořit tak řešení, které je v mnoha ohledech výhodnější než současně používané mostní konstrukce.

**Klíčová slova:** dřevo, most, diagnostika, statika, výkresová dokumentace

## **Abstract**

This thesis deals with diagnostics of a timber-concrete composite bridge ID no. 14213-3 in Bohunice in the Southern bohemian region. The diagnosis is particularly focused on durability and mechanical resistance of said bridge. The thesis is divided into two parts: static-theoretical part and practical part. The first, theoretical, part is dedicated to wood as a material, its properties and its possibilities in the field of bridge construction.

The second, practical, part deals with diagnosis of above-mentioned bridge, within which a visual inspection, load test and analysis of the moisture content of the embedded timber over time since its implementation was carried out.

Based on the results of the measurements and tests, it was concluded that, with the correct structural design, the deficiencies of the timber embedded in the external conditions can be minimised, thus creating a solution that is in many respects more advantageous than the bridge structures currently in use.

**Klíčová slova:** timber, bridge, diagnosis, structural analysis, technical documentation

<b>SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ.....</b>	<b>10</b>
<b>1. ÚVOD .....</b>	<b>11</b>
<b>2. CÍLE PRÁCE.....</b>	<b>13</b>
<b>3. LITERÁRNÍ REŠERŠE.....</b>	<b>14</b>
3.1 DŘEVO A JEHO VLASTNOSTI .....	14
3.1.1 <i>Vlastnosti</i> .....	14
3.1.2 <i>Degradace dřeva</i> .....	18
3.1.3 <i>Ochrana</i> .....	21
3.2 DŘEVĚNÉ MOSTY .....	24
3.2.1 <i>Historie dřevěných mostů</i> .....	24
3.2.2 <i>Názvosloví mostů</i> .....	27
3.2.3 <i>Konstrukční typy dřevěných mostů</i> .....	28
3.2.4 <i>Nejčastější způsoby poškození dřevěných mostů</i> .....	31
3.3 DŘEVO-BETONOVÉ MOSTY.....	35
3.3.1 <i>Historie dřevo-betonových mostů</i> .....	35
3.3.2 <i>Charakteristika dřevo-betonových konstrukcí</i> .....	36
3.3.3 <i>Dřevo-betonové mosty v ČR</i> .....	38
3.3.4 <i>Dřevo-betonové mosty ve světě</i> .....	40
<b>4. DŘEVO-BETONOVÝ MOST V BOHUNICÍCH.....</b>	<b>43</b>
3.4 POPIS KONSTRUKCE .....	43
3.4.1 <i>Lokalita</i> .....	43
3.4.2 <i>Spodní stavba</i> .....	44
3.4.3 <i>Nosná konstrukce</i> .....	44
3.4.4 <i>Mostní svršek a vybavení</i> .....	47
3.5 STATICKÁ ANALÝZA KONSTRUKCE .....	48
3.5.1 <i>Zatěžovací stavy</i> .....	49
3.5.2 <i>Mezní stav únosnosti</i> .....	51
3.5.3 <i>Mezní stav použitelnosti</i> .....	53
3.5.4 <i>Výsledky</i> .....	54
3.6 VIZUÁLNÍ PROHLÍDKA.....	56
3.6.1 <i>Výsledky vizuální prohlídky</i> .....	63
3.7 ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA .....	65
3.7.1 <i>Zatěžovací vozidlo</i> .....	65
3.7.2 <i>Zatěžovací stavy</i> .....	67
3.7.3 <i>Umístění měřících přístrojů</i> .....	70
3.7.4 <i>Průběh zkoušky</i> .....	71
3.7.5 <i>Výsledky zatěžovací zkoušky</i> .....	72
3.8 ANALÝZA VLHKOSTNÍCH PARAMETRŮ.....	77



3.9	KALKULACE NÁKLADŮ NA DIAGNOSTIKU .....	85
<b>5.</b>	<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>86</b>
<b>6.</b>	<b>LITERATURA.....</b>	<b>87</b>
	<b>SEZNAM PŘÍLOH .....</b>	<b>90</b>
	<b>SEZNAM ILUSTRACÍ.....</b>	<b>91</b>
	<b>SEZNAM TABULEK.....</b>	<b>93</b>
	<b>SEZNAM GRAFŮ .....</b>	<b>94</b>

## Seznam použitého značení

$f_m$	pevnost v ohybu	[MPa]
$f_{t,0}$	pevnost v tahu rovnoběžně s vlákny	[MPa]
$f_{t,90}$	pevnost v tahu kolmo na vlákna	[MPa]
$f_{c,0}$	pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny	[MPa]
$f_{c,90}$	pevnost v tlaku kolmo na vlákna	[MPa]
$f_v$	pevnost ve smyku	[MPa]
$w$	relativní vlhkost	[%]
$b_{ef}$	efektivní šířka průřezu	[mm]
$F$	síla	[N]
$F_{v,Rk}$	charakteristická únosnost spoje	[kN]
$s_{ef}$	účinná rozteč vrutů	[mm]
$s_{min}$	minimální rozteč vrutů	[mm]
$s_{max}$	maximální rozteč vrutů	[mm]
$A$	plocha průřezu	[mm <sup>2</sup> ]
$b$	šířka průřezu	[mm]
$h$	výška průřezu	[mm]
$I$	moment setrvačnosti	[mm <sup>4</sup> ]
$\gamma$	součinitel smykového spojení	[-]
$E_{0,mean}$	průměrný modul pružnosti	[MPa]
$E_{0,05}$	5% kvantil modulu pružnosti	[MPa]
$K_{ser}$	modul prokluzu	[Nm]
$K_{mod}$	modifikační součinitel	[-]
$l$	délka nosníku	[l]
$\alpha$	poloha neutrální osy od těžiště	[mm]
$(EI)_{ef}$	ohybová tuhost	[kNm <sup>2</sup> ]
$\sigma_{i,d}$	normálové napětí v těžištní ose	[MPa]
$\sigma_{m,i,d}$	normálové napětí ke krajním vláknům	[MPa]
$\tau_{max}$	smykové napětí	[MPa]
$M$	ohybový moment	[Nm]
$W$	průhyb nosníku	[mm]
$V$	posouvající síla	[N]

# 1. Úvod

Dřevo a beton patří mezi nepoužívanější materiály ve stavebnictví, mimo jiné i ve výstavbě mostních konstrukcí. Přestože historicky bylo dřevo v oboru mostního stavitelství nepoužívanější materiál a první mosty a lávky byly budovány právě ze dřeva, po mnoho let již v tomto odvětví beton hraje naprosto dominantní roli. Se zvyšujícím se zájmem o životní prostředí a vyšším důrazem na estetiku se však dřevo dostává opět více a více ke slovu.

Se stárnoucí infrastrukturou stále stoupá aktuálnost potřeby výměny mostních konstrukcí zejména na silnicích II. a III. třídy. Podle Ředitelství silnic a dálnic je v České republice až pětina z celkového počtu 18 tisíc mostů ve špatném až havarijním stavu. V nejhorším, tedy havarijním stavu, se podle dostupných dat nachází až 62 mostních konstrukcí. Tyto konstrukce bude nutné v blízké době zrekonstruovat, či zcela vyměnit. Dá se také očekávat, že počet mostů v havarijním stavu bude do budoucna stále růst. Novodobé železobetonové mostní konstrukce, kromě dlouhé doby výstavby disponují i dalšími nedostatky, jako jejich poměrně vysoká cena a negativní dopad na životní prostředí. Je tedy potřeba přijít s řešením, které bude ekonomicky kompetitivní a zároveň bude klást dostatečný důraz na životní prostředí.

Dřevo je materiál, který ve stavebnictví představuje řadu výhod, nicméně i řadu úskalí. Mezi jeho výhody patří vysoká pevnost za poměrně nízké hmotnosti, nízká uhlíková stopa při jeho výrobě, estetický vzhled a další. Nicméně stále se jedná o přírodní materiál a jako takový je náchylný vůči celé řadě degračních činitelů. Je tedy potřeba vysoké odbornosti projektantů, aby byly dřevěné konstrukce navrženy tak, aby byl jejich potenciál využit v plném rozsahu.

Beton je na druhou stranu vůči přírodním vlivům velice odolný, nicméně disponuje velmi vysokou hmotností a jeho výroba představuje vysokou zátěž vůči životnímu prostředí.

Bylo by tedy možné skloubit výhody obou materiálů, omezit nevýhody a použít tyto materiály jako jeden spolupůsobící kompozitní materiál, který by dosahoval požadované trvanlivosti a mechanické odolnosti a vytvořit tak konstrukce, kterými by bylo možné nahradit výše uvedené mosty nacházející se v havarijním stavu? Právě touto otázkou se zabývá tato diplomová práce.

U mnoha z těchto konstrukcí by bylo možné zachovat původní spodní stavbu a hlavní nosnou konstrukci nahradit právě dřevo-betonovou kompozitní konstrukcí. Ve světě se konstrukcí na této bázi nachází čím dál více a některé z nich prokazují velmi dobré chování již téměř sto let. Na území České republiky se však oproti tomu nachází právě jeden dřevo-betonový most, který je využíván k silniční dopravě. V této práci tedy bude provedena

diagnostika této konstrukce z pohledu její trvanlivosti a mechanické odolnosti a posouzena její výkonnost v čase.

## **2. Cíle práce**

Hlavním cílem této diplomové práce je provést diagnostiku konkrétního dřevo-betonového mostu z pohledu trvanlivosti a mechanické odolnosti a posoudit, zda by dané konstrukční řešení mohlo do jisté míry nahradit novodobé mostní konstrukce, jakožto ekonomičtější, estetičtější a ekologičtější řešení.

K dosažení hlavního cíle práce byla stanovena řada dílčích cílů. První vedlejší cíl je zpracování literární rešerše v oblasti vlastností dřeva, dřevěných a dřevo-betonových mostů.

Dalším vedlejším cílem práce je vytvořit základní projektovou dokumentaci a část statického výpočtu pro potřeby diagnostiky a porovnání s výsledky.

V neposlední řadě bude vytvořena orientační kalkulace nákladů na provedenou diagnostiku.

## 3. Literární rešerše

### 3.1 Dřevo a jeho vlastnosti

Se dřevem jako takovým se lidé v různých konstrukcích setkávají již tisíce let. Například v oboru nábytkářství a dalších odvětvích, kde je dřevo aplikováno převážně v interiéru, je již považováno za jakýsi standart. Naopak ve stavebnictví, kde je dřevo vystaveno velmi často i v exteriérových konstrukcích, jsou projektanti do jisté míry stále skeptičtí a dřevo zde zatím není zcela možné zařadit mezi běžně používané materiály. Ačkoliv dřevo má celou řadu pozitivních a velmi dobrých vlastností, disponuje jakožto přírodní materiál i vlastnostmi, které vzbuzují v projektantech nedůvěru. Jedná se však o překážky, které lze pomocí poměrně snadných opatření překonat.

#### 3.1.1 Vlastnosti

Dřevo je přírodní materiál. Díky tomu, narozdíl od umělých materiálů běžně používaných ve stavebnictví, mění své vlastnosti v závislosti na celé řadě vlivů. V praxi se často hovoří o následujících překážkách, které aplikaci dřeva komplikují (Bohm, Reisner, Bomba, 2012):

- hygroskopicitu,
- nehomogenitu,
- anizotropie.

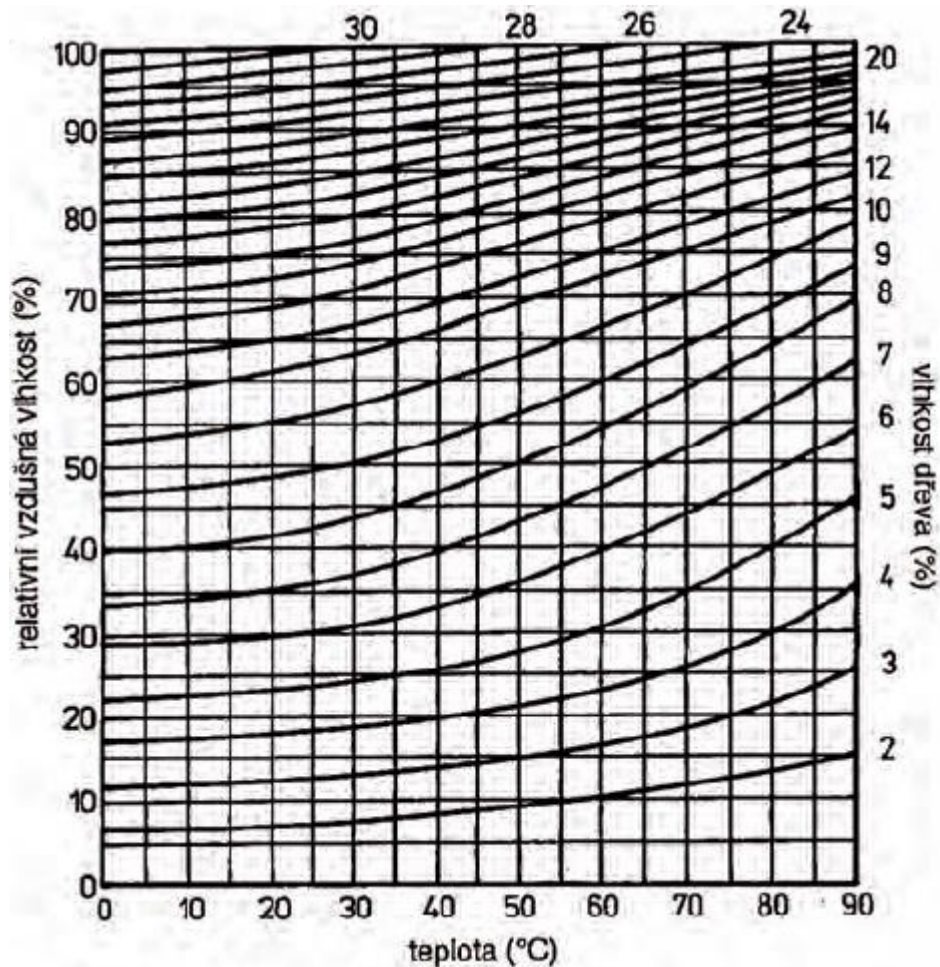
Tím, že je dřevo hygroskopické, se rozumí vlastnost dřeva neustále upravovat svou vlhkost v závislosti na prostředí, ve kterém se nachází. K těmto úpravám dochází za pomoci desorpce (dřevo snižuje svou vlhkost), či adsorbce (voda je přijímána). Ve dřevě tedy dochází k neustálému pohybu vlhkosti, s čímž jsou spojené změny jak rozměrové, tak kolísání mechanických, fyzikálních či elektrických vlastností.

Nehomogenita dřeva znamená, že ne každý kus dřeva je stejný. Na různých úrovních (submikroskopická, mikroskopická a makroskopická) může docházet, například vlivem různých vad, k odchylkám.

Anizotropie dřeva je dána jeho stavbou. Dřevní hmota je tvořena z vláken, které jsou zpravidla směřovány rovnoběžně s kmenem. V různých směrech pak dřevo vykazuje různé vlastnosti. Například v tahu rovnoběžně s vlákny vykazuje dřevo nejvyšší pevnost (mez pevnosti  $\delta_p$  dosahuje hodnot kolem 100 MPa), v tahu kolmo na vlákna pak vykazuje pevnost výrazně nižší ( $\delta_p \cong 1-5$  MPa). (Gendelová a kol, 2002)(Kollmann a kol, 1975)

## Fyzikální vlastnosti

Mezi nejdůležitější fyzikální vlastnosti dřeva patří jeho vlhkost. Vlhkost dřeva má vliv na téměř všechny ostatní vlastnosti dřeva. Tím, že se jedná o hygroskopický materiál, vlhkost dřeva je neustále v pohybu. Dřevo neustále upravuje svou vlhkost v závislosti na vnějších podmínkách, tedy teplotě a relativní vzdušné vlhkosti. Závislost vlhkosti dřeva na expozičních podmínkách je vyobrazena na grafu rovnovážné vlhkosti na Obr. 1.



Obr. 1 - Graf rovnovážné vlhkosti dřeva (zdroj: Fojtík a kol, 2017)

Dřevo obsahuje vodu jak v buněčných stěnách (ve formě vody vázané), tak v dutinách (voda volná). Takový stav, kdy jsou buněčné stěny zcela nasyceny vodou a dutiny naopak neobsahují vodu žádnou, nazýváme bod nasycení vláken (BNV). BNV se liší u různých typů dřevin. U kruhovitě pórovitých dřevin (jasan, dub, ořech atd.), kde dutiny tvoří velkou část dřeva, je BNV nejnižší, tedy cca 23-25 %. U dřevin roztroušeně pórovitých (buk, lípa, javor atd.) je BNV naopak nejvyšší a pohybuje se v rozmezí 32-35 %. U jehličnatých dřevin rozlišujeme dva druhy s různými hodnotami BNV-dřeviny bez jádra (BNV – 30-34 %) a dřeviny s jádrem (BNV-23-28 %). (Gendelová a kol. 2002)

Vlhkost dřeva výrazně ovlivňuje ostatní jeho vlastnosti, přičemž z pravidla platí, že se zvyšující se vlhkostí se vlastnosti zhoršují. Zejména v exteriérových podmínkách, kde je dřevo vystaveno povětrnostním vlivům a zvýšeným vlhkostem, může být jeho vlhkost problematická. Správnou ochranou dřeva a jeho aplikací je však možné těmto problémům předejít a dřevo používat i ve velmi exponovaných konstrukcích.

Mezi další fyzikální vlastnosti dřeva patří nadále tepelná vodivost dřeva, které je výrazným faktorem ve stavebnictví. Tato vlastnost určuje, jak je dané dřevo schopné izolovat teplo.

Dále sem můžeme zařadit akustické vlastnosti dřeva, které jsou taktéž využívány jak ve stavebnictví, pro akustické úpravy místností, tak zejména v hudebnictví pro výrobu hudebních nástrojů.

Fyzikálními vlastnostmi dřeva jde označit i jeho základní vnější vlastnosti jako barva, lesk, textura, vůně atd. Tyto vlastnosti mají spíše efekt vizuální, nicméně slouží ve velké míře pro diagnostické účely. (Mezistromy, 2023)

### **Mechanické vlastnosti**

Mechanické vlastnosti dřeva určují jeho schopnost odolávat účinků vnějších sil. Mezi nejdůležitější mechanické vlastnosti dřeva řadíme jeho pevnost a pružnost. Dále zde řadíme vlastnosti technologické, které se pojí hlavně s opracováním dřeva a jeho zabudováním v konstrukcích. Sem patří vlastnosti jako ohýbatelnost, štípatelnost, schopnost držet spojovací prostředky, houževnatost a další. (Perelygin, 1965)

I zde platí, že tyto vlastnosti jsou výrazně ovlivněny nehomogenním a anizotropním charakterem dřeva. Jakékoliv vady dřeva mají zpravidla nežádoucí vliv na jeho pevnost či pružnost. Nejdůležitější mechanickou vlastností dřeva je pevnost. Ta nám udává míru napětí, kterému je materiál schopen odolat, aniž by se porušil. U dřeva, díky jeho anizotropii rozeznáváme následující pevnosti:

- pevnost v ohybu  $f_m$ ,
- pevnost v tahu:  $f_{t,0}$  (rovnoběžně s vlákny);  $f_{t,90}$  (kolmo na vlákna),
- pevnost v tlaku:  $f_{c,0}$  (rovnoběžně s vlákny);  $f_{c,90}$  (kolmo na vlákna)
- pevnost ve smyku  $f_v$ . (Fojtík a kol, 2017)

Následující tabulka udává mechanické vlastnosti dřev domácích dřevin.



	hustota [kg / m <sup>3</sup> ]	TAH		TLAK		OHYB		SMYK
		*	└┘**	*	└┘**	MOR ***	MOE ****	
		[MPa]						
jedle	430	78	1,4	33	4,7	67	9 600	5,5
smrk	440	84	1,5	30	4,1	60	9 100	5,3
borovice	530	102	2,9	54	7,5	98	11 750	9,8
modřín	600	105	2,2	54	7,3	97	13 500	8,8
topol	340	84	1,5	35	3	64	10 700	7,6
osika	460	100	2,7	47	2,6	77	10 700	7,7
vrba	520	83	2,4	36	3,4	65	9 800	6,7
lípa	540	83	4,9	51	1,8	104	7 300	4,4
olše	550	92	2	54	6,4	83	11 500	4,4
kaštanovník	610	121	5	49	5	75	8 800	7,8
javor	630	100	5,2	45	6,4	97	10 300	9,8
jilm	670	84	3,9	55	9,8	87	10 800	6,9
ořešák	690	98	3,5	71	11,8	124	12 300	6,9
jasan	700	142	6,9	51	10,8	118	13 100	12,5
dub	700	108	3,3	42	11,5	116	11 600	12,7
buk	720	130	3,5	46	7,9	104	13 100	12,3
bříza	730	134	6,9	50	10,8	134	16 100	11,8
akát	760	133	4,2	70	18,6	102	11 000	12,5
habr	820	153	3,8	54	16,7	140	14 700	16,9

Tabulka 1 - Mechanické vlastnosti domácích dřevin (zroj: ústav nauky o dřevě,2003)

Jak je z uvedené tabulky vidět, nejvyšší pevnosti dřevo dosahuje v tahu rovnoměrně s vláknem, nejnižší naopak v tahu napříč vláknem. Z těchto údajů je nutné vycházet u navrhování dřevěných konstrukcí a vyvarovat se tak nevhodné aplikaci prvků, kde by mohlo docházet k jejich porušení.

Jak již bylo zmíněno, mechanické vlastnosti jsou do velké míry ovlivněny jeho vlhkostí. K největším změnám dochází, když se vlhkost pohybuje do bodu nasycení vláken (23-35 %). Po nasycení vláken začne dřevo nabírat vodu volnou a ta na mechanické vlastnosti nemá takové dopady. Níže uvedená Tabulka 2 znázorňuje, jak se změní mechanické vlastnosti dřeva při změně vlhkosti dřeva o 1 %.

<b>Mechanická vlastnost</b>	<b>Změna pevnosti [%]</b>
Tlak ve směru vláken	6
Tlak kolmo na vlákna	5
Ohyb	4
Tah ve směru vláken	2,5
Tah kolmo k vláknům	2
Smyk kolmo k vláknům	2,5
Rázová houževnatost	0,5
Modul pružnosti ve směru vláken	1,5

Tabulka 2 - změna mechanických vlastností dřeva při změně vlhkosti o 1 % (zdroj: Fojtík a kol, 2017)

### 3.1.2 Degradace dřeva

Degradaci dřeva obecně rozumíme jev, kdy dochází ke zhoršení vizuálních, fyzikálních, či mechanických vlastností dřeva. Dřevo, jakožto přírodní materiál, je velice náchylné proti celé řadě poškození. Obecně tyto degradační činitele můžeme rozdělit do dvou skupin: biotičtí a abiotičtí činitelé. (Paserin, 1983)

#### Abiotická degradace

Abiotická degradace vzniká vlivem působení abiotických činitelů, mezi které můžeme zařadit následující:

- voda,
- teplota,
- záření (UV, slunečení atd.). (Ptáček, 2009)

Většina s těchto činitelů působí současně a vzniká tak celá řada degradačních cyklů.

Jak již bylo uvedeno v kapitolách výše, voda v jakékoliv formě způsobuje v kontaktu se dřevem celou řadu potíží a komplikací. Kromě toho, že se zvyšující se vlhkostí dřeva vznikají ideální podmínky pro vstup biotických činitelů, tak způsobuje i zhoršení samotných mechanických vlastností dřeva. Jeden z hlavních problémů se týká tvarových změn, ke kterým ve dřevě dochází vlivem sesychání a bobtnání. Tvarové změny mají následně špatný vliv a celkovou tuhost konstrukce a samotné konstrukční prvky mohou být poškozeny praskáním dřeva a vznikem trhlin. (Ptáček, 2009)

Stejně tak extrémní výkyvy teplot mohou způsobovat problémy a degradace. Dojde-li ke snížení teploty pod bod mrazu, může uvnitř prvků docházet k zamrznání vody, čímž se zvyšuje

její objem a led může způsobit mrazové trhliny. Různé trhliny a praskliny ve dřevě jsou taktéž nežádoucí, jelikož ohrožují integritu prvků a umožňují snazší přístup vody v kapalném skupenství. Naopak při zvyšování venkovní teploty dochází ke zvyšování relativní vzdušné vlhkosti. Dřevo se pak snaží dosáhnout bodu rovnovážné vlhkosti a dochází tak ke kolísání vlhkosti. Toto kolísání nahoru a dolů způsobuje zmíněné sesychání a bobtnání, a tedy tvarové změny.

Dalším případem degradace vzniklé kombinací abiotických činitelů je tzv. šednutí dřeva a vznik plastické struktury na jeho povrchu. Působením UV záření dochází k rozkladu ligninu v dřevní hmotě vlivem fotochemických reakcí. Rozložený lignin je následně vyplavován např. dešťovou vodou. Zejména u jehličnatých dřevin, kde je výrazný rozdíl mezi hustotou jarního a letního dřeva, vzniká na povrchu dřeva jakási plastická struktura. Prouděním vzduchu v exteriéru jsou pak na povrch dřeva zanášeny nečistoty, což způsobuje vizuální šednutí prvků. (Reinprecht, Pánek, 2016)

### **Biotická degradace**

Biotická degradace je způsobena živými organismy. Zpravidla je vůči nim dřevo náchylnější, když se zvyšuje jeho vlhkost. Mezi biotické činitele řadíme následující:

- plísně a dřevozbarvující houby,
- dřevokazný hmyz,
- dřevokazné houby. (Baier, Týn, 2001)

#### **Plísně a dřevozbarvující houby**

Tento typ biotických činitelů způsobuje ve dřevě převážně škody estetického charakteru, nejsou tedy považované za tak nebezpečné. Jejich působení dochází k různorodému barevnému zbarvení. Oproti hmyzu či houbám nejsou tyto škůdci schopni rozkládat makromolekulární složky, kterými jsou celulózy či lignin. V některých případech však ve dřevě vytvářejí lepší podmínky pro vnik hmyzu či hub. (Štefko a kol., 2006)

#### **Dřevokazný hmyz**

Dřevokazný hmyz způsobuje výrazné zhoršení integrity dřevěných prvků tím, že se živí dřevní hmotou. Ve dřevní hmotě tedy vzniká síť chodbiček různých velikostí a tvarů, podle druhu hmyzu, který dřevo napadl. Přestože dřevní hmota mezi těmito chodbičkami je nenarušená a své vlastnosti si zanechává, obecně klesá hustota dřeva a způsobuje se tak výrazné snižování pevnosti prvků.

Oproti dřevokazným houbám stačí dřevokaznému hmyzu výrazně nižší hodnoty vlhkosti pro vstup do dřevní hmoty. Ptáček ve své publikaci (2009) uvádí hodnotu již 10 %. Většinou jsou však zástupci dřevokazného hmyzu nejaktivnější při hodnotách vlhkosti mezi 25 až 30 %.

Mezi nejčastěji se vyskytující dřevokazný hmyz u nás podle Ptáčka (2009) patří následující:

- Červotoč proužkováný,
- Červotoč umrlčí,
- Tesařík krovový,
- Dřevokaz čárkovaný,
- Pilořitka velká či
- Mravenci.

### **Dřevokazné houby**

Dřevokazné houby jsou pravděpodobně nejproblematictější biotický činitel, který dřevo napadá. Napadení houbami může v konstrukcích způsobit až fatální poškození, kdy dojde ke zhroucení konstrukce.

Reinprecht s Pánkem (2016) je rozdělují do dvou hlavních kategorií-ligninovorní a celulóvorní. Ligninovorní houby depolymerizují lignin a způsobují tzv. „bílou hnilobu“. Celulóvorní naopak depolymerizují celulózy a hemicelulózy a způsobují tzv. hnilobu „hnědou“.

Po napadení prvky uvnitř dřeva vytvářejí svazky „hyf“, které prosrustají skrze celý prvek. Některé typy hub, např. trámovka trámová, je schopna napadnout prvek od jeho středu. Její napadení tedy nemusí být viditelné do té doby, než houba proroste celým průřezem a může dojít k zhroucení prvku. Proto je tedy potřebné provádět preventivní kontroly, kterými se může předejít rozsáhlým škodám.

Oproti hmyzu potřebují houby vyšší hodnotu vlhkosti pro jejich vstup do dřeva. Ptáček uvádí hodnotu 18 %.

Mezi nejčastěji se vyskytující dřevokazné houby u nás patří podle Ptáčka (2009) následující:

- Koniofora sklepní,
- Dřevomorka domácí,
- Trámovka trámová.

### 3.1.3 Ochrana

Správná ochrana prvků je obzvlášť ve stavebnictví naprosto stěžejní. Ochrana dřeva je u staveb ze dřeva velice důležitá a správně „navržená, realizovaná a provozovaná stavba ze dřeva dokáže plnit svoje funkce až stovky let“ (Štefko a kol, 2006). Mezi nejdůležitější způsoby ochrany patří ochrana konstrukční a chemická.

#### Konstrukční ochrana

Pod konstrukční ochranou rozumíme, jak již její označení napovídá, ochranu takovou, která se provádí při samotné konstrukci, respektive již ve fázi návrhu konstrukce. V předchozích kapitolách bylo vysvětleno, jak a proč je vůči dřevu voda škodlivá. Z velké části je cílem konstrukční ochrany zamezit kontaktu mezi dřevěnými prvky a vodou v co možná nejvyšší míře.

Reinprecht s Pánkem ve své publikaci Trvanlivost a ochrana dřeva (2016), shrnují základní principy konstrukční ochrany v několika bodech:

- „dostatečný přesach střechy přes stěny konstrukce, jako ochrana před dopadem srážkové vody,
- zamezení neúčelnému kontaktu dřevěných prvků se zemí nebo vodou,
- používat vyvýšené kovové patky, např. na nosné sloupky, kde by byl jinak nutný kontakt se zemí nebo betonovým podkladem,
- používat takové typy spojů, do kterých těžko vniká voda, ale lehce se odpařuje,
- zajistit přístup konstrukce pro dodatečnou chemickou ochranu v případě její dodatečné aplikace z důvodu výskytu hmyzu, hub, nebo za účelem prevence,
- zachovat dodatečné oddělení dřevěných prvků od základů,
- hrany dřeva, které budou upraveny ochranným nátěrem je vhodné zaoblit,
- na čele prvků vytvořit pokos, který bude stěžovat vnik vlhkosti.“

Mezi základní principy konstrukční ochrany mimo jiné patří také správná volba materiálu. Některé dřeviny jsou přirozeně trvanlivější vůči biotickým a abiotickým degradačním činitelům než jiné. Dále je třeba vzít v potaz podmínky expozice, v jakých se bude v zabudovaném vstupu nacházet po dobu funkce stavby. K určení těchto parametrů slouží normy ČSN EN 49 0600-1, která definuje třídy ohrožení (Tabulka 3) a přirozenou trvanlivost vybraných dřevin (Tabulka 4).

Třída ohrožení	Charakteristické vlivy a podmínky	Prostředí a příklady použití
1	Vlhkost dřeva 10-20 %	Neklimatizované suché interiéry (půdní prostory, krovky)
2	Vlhkost dřeva může někdy přesáhnout 20 %	Neklimatizované interiéry s relativní vlhkostí vzduchu i více než 80 % (sklepy, prádelny)
3	Vlhkost dřeva často vyšší než 20 % + působení povětrnosti	Exteriéry, ale bez kontaktu se zemí (venkovní obklady a konstrukce)
4	Vlhkost dřeva trvale vyšší než 20 % + působení povětrnosti a kontakt se zemí	Dřevo zabudované do země nebo vody (i částečně) (sloupy, pražce, chladicí věže)
5	Vlhkost dřeva trvale vyšší než 20 % + kontakt s mořskou vodou	Dřevo zabudované do mořské vody (i částečně) (lodě, zařízení přístavů)

Tabulka 3 - třídy ohrožení dřeva biotickými škůdci dle ČSN EN 49 0600-1(zdroj: Ptáček, 2009)

název	Přirozené trvanlivost			Impregnovatelnost	
	houby	tesařík	Červotoč	jádro	Běl
<b>Smrk Ztepilý</b>	4	SH	SH	3-4	3v
<b>Borovice Lesní</b>	3-4	S	S	3-4	1
<b>Jedle Bělokorá</b>	4	SH	SH	2-3	2v
<b>Modřín Opadavý</b>	3-4	S	S	4	2v
<b>Buk lesní</b>	5	---	S	1 (4- červené jádro)	1
<b>Dub letní</b>	2	---	S	4	1

Tabulka 4 - Přirozená trvanlivost vybraných dřevin dle ČSN EN 49 0600-1 (zdroj: Ptáček, 2009)

## Chemická ochrana

I přes pečlivě navrženou konstrukci s dodržovanými principy konstrukční ochrany je ve většině případech vhodné dřevěné prvky, zejména v exteriéru, dodatečně chránit chemickou ochranou. Chemická ochrana spočívá v aplikaci chemických látek na povrch, v některých případech i hlouběji do průřezu dřeva. Tyto látky zpravidla obsahují směrově účinné látky, které chrání dřevo vůči určitému druhu biotických činitelů. Reinprecht (2008) mezi tyto látky řadí následující:

- baktericidy,
- insekticidy,
- fungicidy,
- retardéry hoření,
- inhibitory atmosferické koroze,

- inhibitory chemické koroze.

Norma ČSN 49 0600-1 rozděluje dřevo do tříd ohrožení podle charakteristik jeho expozice (Tabulka 3). Díky tomuto rozdělení se rozhoduje, jakými látkami, s jakými směrově účinnými látkami je třeba prvky opatřit.

## 3.2 Dřevěné mosty

### 3.2.1 Historie dřevěných mostů

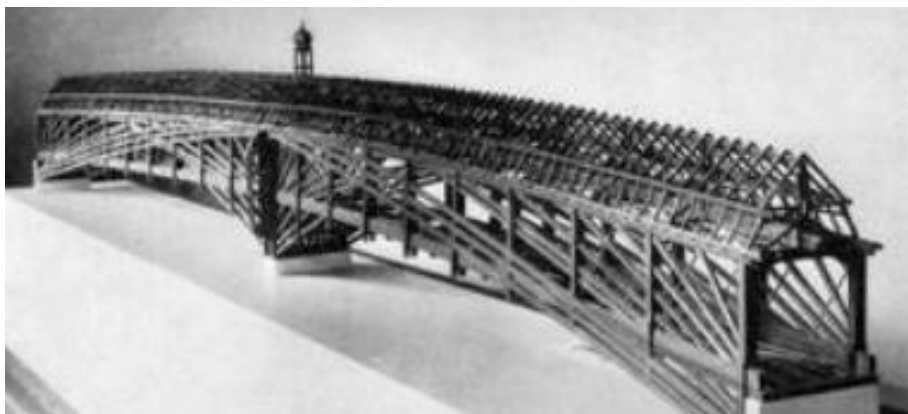
Do první poloviny 19. století bylo dřevo jedním z hlavních materiálů, které se používalo na výstavbu mostních konstrukcí. Zejména od 16. století dále, velmi zajímavě konstruované mosty byly vystaveny právě ze dřeva. Dřevěné mosty, ostatně jako každé jiné mostní konstrukce, byly budovány za účelem překonávání překážek jako řek, cest či údolí. Běžně se tedy jednalo o případy, kde bylo potřeba konstrukcí překonat poměrně dlouhé vzdálenosti. Nejznámější případy tohoto typu konstrukcí postavených v době mezi 16. a 19. stoletím uvádí Crocetti ve své publikaci z roku 2014:

- „Ponte degli Alpini“ v Itálii od italského architekta Andrea Palladia z 16. století (Obr. 2).



Obr. 2 - Ponte degli Alpini z 16. století

- „Rheinbrucken in Schaffhausen“ od švýcarských bratrů Johannese a Hanse-Ulricha Grubermannových, postavený mezi lety 1755-1758. Tento most dosahoval délky až 120 metrů. Na Obr. 3 je zachycen model jeho konstrukce.



Obr. 3 - Rheinbrucken in Schaffhausen z 18. století



- Železniční most v britském městě Moorswater od britského inženýra Isambarda Kingdoma Brunela z 19. století (Obr. 4). Vozovka tohoto mostu se nachází ve výšce 45 metrů a jeho délka dosahuje 210 metrů.



Obr. 4 - železniční most v britském Moorswater z 19. století

Od druhé poloviny 19. století, s vývojem v oblasti modernějších materiálů jako ocel či beton, dřevo se postupně dostávalo do pozadí a stavaři se začali orientovat spíše na výše zmíněné materiály.

V posledních několika dekádách se však v několika evropských městech začalo dostávat opět ke slovu a opět začalo budovat svou silnou pozici v odvětví mostních objektů. Crocetti tomuto období přezdívá jako „renesance“ dřeva jakožto materiálu na stavení mostů. K této renesanci došlo zejména díky nově objeveným materiálům na bázi dřeva (Glulam, LVL, CLT atd.), novým typům spojovacích prostředků, či novými způsoby ochrany dřeva jak chemické, tak konstrukční. Dále k opětovnému zařazení dřeva do výstavby mostů přispěl neustále se zvedající zájem společnosti a udržitelnost a ekologii. (Ritter, 1990) (Meierhofer, 1996)

Severské státy Finsko, Norsko a Švédsko dokonce v 90. letech minulého století spustili projekt „The Nordic Timber Bridge Project“, ve volném překladu „nordický projekt dřevěných mostů“. Hlavním cílem tohoto projektu bylo zvýšit kompetitivnost dřeva jakožto stavebního materiálu na výstavbu mostních konstrukcí. Díky tomuto projektu jsou pravděpodobně právě tyto země v tomto odvětví velice vyspělé a disponují poměrně velkým počtem dřevěných mostních konstrukcí jak na vedlejších dopravních uzlech, tak na hlavních silnicích. Příklady těchto severských mostních konstrukcí jsou např. následující: (Jutila, 2003)

- Obloukový silniční most v norském městě Tynset s rozpětím 70 metrů, postavený v roce 2001 (Obr. 5).



Obr. 5 - obloukový most v norském Tynset z roku 2001

- Zavěšený most pro pěší ve švédském městě Skellefteå s rozpětím 130 metrů (Obr. 6).



Obr. 6 - zavěšený most ve Švédsku

### 3.2.2 Názvosloví mostů

Před samotnou problematikou dřevěných mostů, způsobu jejich konstrukce a jejich využití, je potřeba si v krátkosti přiblížit názvosloví, které se k této problematice pojí.

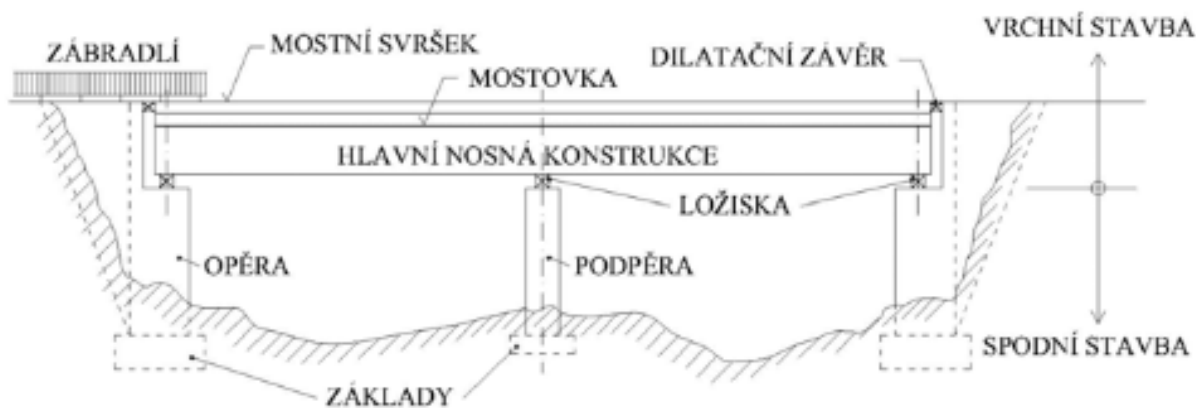
Názvosloví mostních objektů popisuje Karmazínová a spol ve své publikaci „Konstrukce a dopravní stavby“.

Každá mostní konstrukce se stává ze dvou částí: stavba vrchní a stavba spodní (Obr. 7).

Pod vrchní stavbou rozumíme nosnou konstrukci a mostní svršek. Nosná konstrukce obsahuje tyto části:

- hlavní nosná konstrukce
- mostovka,
- ztužení,
- ložiska a klouby a
- dilatační závěry.

Do spodní stavby mostů pak řadíme mostní podpěry a základy. Mostní podpěry dále rozlišujeme podle toho, kde se v rámci konstrukce nachází. Pokud se nachází na kraji a jsou tedy koncové, nazýváme je opěry. Pokud se však podpěra nachází uvnitř konstrukce (také mezilehlé), podle typu konstrukce se označují jako pilíře, sloupy, stojky, stěny, bárky atd.



Obr. 7 - názvosloví mostních objektů

Podle Karmazínové a spol se toto názvosloví u různých mostů může lišit. Je to způsobené tím, že podle typu konstrukce mostů mohou jisté části zcela odpadnout, splynout s jinou částí, či plnit více funkcí najednou.

Samostatnou kategorií v odvětví mostního názvosloví je pak mostní vybavení. Do této kategorie spadají části jako zábradlí, osvětlení, ochranné kryty atd.

### 3.2.3 Konstrukční typy dřevěných mostů

Volba konstrukčního systému pro výstavbu dřevěných mostů často záleží na několika faktorech jako je například délka rozpětí, typ překážky, kterou má most překonat, dostupnost pro těžkou techniku, volná výška, typ provozu, požadovaný vizuální efekt atd.

Konstrukční mostní systémy jsou popsány v knize Dřevěné mosty a lávky (Fojtík a kol, 2017). Autoři dřevěné mosty a lávky rozdělují na následující konstrukční systémy:

- systém trámový,
- systém příhradový
- systém obloukový,
- systém visutý a zavěšený
- mosty věšadlové a vzpěradlové.

#### Konstrukční systém trámový

Nosný systém trámových mostů je tvořen zpravidla dvěma plnostěnnými trámy prostě uloženými k opěrám. Zpravidla se na výrobu těchto nosníků používá lepeného lamelového dřeva. Mostovka, tvořená mostiny, podélníky a příčnický je k trámům uložena v horní, spodní, či mezilehlé poloze polotuhým připojením.

Tento konstrukční systém mostu je možné využít na konstrukci mostů či lávek s rozpětím mezi 5-30 ti metry. Hlavní výhodou těchto mostů je zejména jejich jednoduchost a minimum spojů.

Trámové mosty se používají nejčastěji jako jednopolová varianta k přemostění otvorů menších světlostí, nicméně setkáváme se i s případy vícepolových trámových mostů s většími rozpony. Příkladem takové konstrukce může být lávka přes silnici I. třídy 14 H2 v Liberci, zobrazena na Obr. 8.



Obr. 8 - Dřevěná trámová lávka přes silnici I. třídy (zdroj: Google maps)



## Příhradový konstrukční systém

Tento konstrukční systém je v podstatě založen na stejném principu, jako v případě konstrukcí trámových. Rozdíl mezi těmito systémy leží v provedení hlavních nosních nosníků. Zatímco v případě trámových mostů se jedná o plnostěnné nosníky tvořené zpravidla lepeným lamelovým dřevem, v případě příhradových konstrukcí tvoří nosnou konstrukci zpravidla dvojice příhradových nosníků.

Tyto konstrukce se vyznačují vysokou tuhostí. Jako kritické body konstrukce můžeme označit spoje mezi jednotlivými prvky příhradoviny. V těchto místech může docházet k zadržování srážkové vody, což může vést k oslabování jednotlivých spojů, a tedy snižování mechanické odolnosti celé konstrukce. Tento jev lze omezit zastřešením celé konstrukce, čímž se může prodloužit životnost mostu až do horizontu v řádu stovek let.

Stejně jako u trámových mostů, i zde se můžeme setkat s různými variantami umístění mostovky mezi nosné nosníky: spodní mostovka, horní mostovka či mostovka mezilehlá. Příhradové nosníky bývají také jako v případě trámových mostů přímé, či vyklenuté v závislosti na průběhu ohybových momentů (Obr. 9).

Co se týče rozpětí použitelnosti těchto konstrukcí, pohybuje se v rozmezí mezi 10 až 45 m.



Obr. 9 - příhradová lávka v Českých Budějovicích (zdroj: TESKO s.r.o.)

## Konstrukční systém obloukový

Tvar obloukových mostů vychází z výslednicové čáry od vnějšího zatížení. Jedná se tedy o konstrukce parabolických tvarů, které vykazují velmi vysokou tuhost. (Karamazínová a kol.)

Podobně jako u trémových mostů, i u obloukových konstrukcí se můžeme setkat s varianty plnostěnnými i příhradovými. Díky jejich tuhosti je možné tyto konstrukce využít k přemostění rozpětí až 70 metrů. Zpravidla se tyto konstrukce navrhuje jako trojkloubové, staticky určité. Na druhou stranu se jedná o poměrně složité konstrukce z pohledu výroby a montáže.

Díky možnosti umístění mostovky do různých úrovní, podobně jako v případě mostů trémových – spodní mostovka (Obr. 10), horní mostovka, či mostovka mezilehlá, je možné tyto konstrukce realizovat v rozmanitém terénu. Doposud realizované obloukové mosty zpravidla díky svému monumentálnímu vzhledu tvoří dominantu dané krajiny.



Obr. 10 - plnostěnný obloukový most se spodní mostovkou. (zdroj: mapy.cz)

## Konstrukční systém visutý a zavěšený

Tyto konstrukční systémy fungují zpravidla jako spolupůsobení dřeva s ocelovými prvky a táhly, které mají vysokou pevnost v tahu. Oby dva systémy disponují podobnými výhodami i nevýhodami. Mezi výhodami těchto systému je to, že při poměrně nízké konstrukční výšce

nosníku jsou schopny tyto konstrukce přemostit velké rozpětí. V případě dřevěných visutých a zavěšených mostů se udává délka možného přemostění až 100 metrů. Nevýhoda je zejména nižší tuhost a aerodynamická nestabilita konstrukce. Tyto konstrukce bývají často náchylné vůči kmitání konstrukce vznikajícím působením větru. V minulosti vlivem kmitání došlo až ke zhroucení několika těchto konstrukcí. (Fojtík a kol. 2017)

Hlavní nosný prvek visutých mostů tvoří visutý pás, namáhám od svislého zatížení tahem, který působí na kotevní bloky šikmými tahy v podporách.

Nosným prvek zavěšených mostů (Obr. 11) je pak trámový nosník, který je zavěšen na šikmých závěsech vedených přes pilony a působících na podpory šikmými tahy.



Obr. 11 - příklad zavěšeného dřevěného mostu

### 3.2.4 Nejčastější způsoby poškození dřevěných mostů

Jak bylo popsáno v kapitole 3.1.2, činitelů, kteří způsobují degradaci dřeva, je celá řada. Ne se všemi se však setkáváme u dřeva zabudovaného v mostních konstrukcích. Mezi nejčastější činitele napadající modřevo v mostech patří podle následující:

- biotičtí činitelé:
  - trávovky,
  - měkká hniloba,
  - řasy,
- abiotičtí
  - trhliny,
  - poruchy impregnace,
  - delaminace. (Fojtík a kol, 2017)



## Trámovka

Ze skupiny dřevokazných hub se mostní konstrukce nejčastěji setkávají s napadením Trámovkou. Rozeznáváme hned tři druhy této houby: Trámovka trámová, trámovka polní a trámovka jedlová.

Trámovky jsou obzvláště zákeřné díky způsobu, kterým dřevěné prvky napadají. Tento typ hub je charakteristický tím, že k jeho růstu dochází zpočátku uvnitř dřevěných prvků. Zpočátku tedy není její napadení viditelné na vnějším povrchu. Plodnice (Obr. 12) na povrchu dřeva se objeví až ve chvíli, kdy je většina vnitřní struktury dřeva již prorostlá hyfy Trámovky. V extrémních případech tedy může dojít ke zřícení konstrukce bez jakékoli známky napadení. V případě napadení dřevěných prvků Trámovkou je zpravidla nutná rozsáhlá sanace zahrnující výměnu napadených částí.

Trámovky ve většině případech napadají rostlé dřevo, nicméně v určitých případech je schopná napadnout i prvky z lepeného lamelového dřeva. Rostlé dřevo totiž ve většině případů vykazuje při zabudování vyšší vlhkost a větší množství trhlin. Právě kombinace zvýšené vlhkosti a trhlin vytváří pro vstup Trámovek do prvků ideální podmínky. Nejefektivnější ochrana proti tomuto druhu napadení je prevence. Je tedy potřeba zajistit kvalitní konstrukční a chemickou ochranu, aby se zamezilo zvyšování vlhkosti či vzniku trhlin. (Fojtík a kol. 2017)



Obr. 12 - plodnice Trámovky plotní (zdroj: <https://www.elnersanace.cz/tramovky/>)

## Měkká hniloba

S měkkou hnilobou se setkáváme nejčastěji v místech, kde je dřevo v přímém kontaktu se zeminou, popřípadě v místech, kde se dlouhodobě zdržuje volná voda. Měkká hniloba je výsledek působení většího množství dřevokazných hub, které způsobují rozklad dřevní hmoty ve velkém rozsahu. Napadená dřevní hmota je velmi měkká s vysokou vlhkostí a při provedení vpichu neklade téměř žádný odpor. (Renprecht, Pánek, 2016)



Příčina napadení je nejčastěji nedostatečná, či zcela zanedbaná údržba mostních konstrukcí, či chybně navržené detaily tak, že jsou např. spoje vystaveny dlouhodobému působení zvýšené vlhkosti či zatékání.

Stejně jako v případě napadení Trámovkou, i v případě výskytu měkké hniloby je možné stoprocentně předejít jejímu výskytu kvalitní prevencí zahrnující optimalizaci návrhu, zejména detailů, kvalitní impregnací a pravidelnou a důkladnou údržbou. (Fojtík a kol, 2017)

## **Řasy**

Přestože řasy nejsou z pohledu mechanické odolnosti dřevěných konstrukcí nijak zásadní, jejich výskyt u těchto konstrukcí se nesmí podceňovat. Řasy se nejčastěji vyskytují v místech konstrukcí, kde dochází k dlouhodobému zastínění. Přestože samy o sobě způsobují pouze estetické změny ve formě zbarvení, v místě jejich výskytu zpravidla dochází k výraznému zvyšování vlhkosti, což může v čase vést k napadení daleko nebezpečnějšími činiteli. (Fojtík a kol. 2017)

## **Trhliny**

Trhliny jsou nedílnou součástí dřevěných konstrukcí a dřeva jako takového. Můžeme je rozdělit podle místa jejich výskytu nebo způsobu jejich vzniku na boční, čelní, mrazové atd. Dosahují různých rozměrů. Ve většině případech mají negativní vliv na životnost konstrukce. (Klír, 1981)

Nejčastěji se s trhlinami setkáváme u rostlého dřeva, kde dosahují velkých rozměrů. U nosníků z lepeného lamelového dřeva dosahují zpravidla pouze malých rozměrů s malou hloubkou. Většinou se objevují na osluněných plochách LLD nosníků.

Příčin vzniku trhlin je celá řada, ve velkém množství případů se však jedná o vliv hygroskopického charakteru dřeva. Změny vlhkosti v dřevní hmotě způsobují tvarové změny, které vytváří uvnitř dřeva pnutí, jehož vlivem dochází k praskání dřeva a vzniku trhlin.

Z hlediska životnosti konstrukce jsou nenebezpečnější takové trhliny, které umožňují vniknutí vody do dřevní hmoty. Samotné trhliny, pokud se nejedná o trhliny velkých rozměrů, nejsou až tak nebezpečné. V případě, že však do trhlin zatéká voda, spouští se degradační cyklus vedoucí ke zvyšování vlhkosti a potenciálnímu napadení dalšími biotickými činiteli. (Reiprecht, Pánek, 2016)

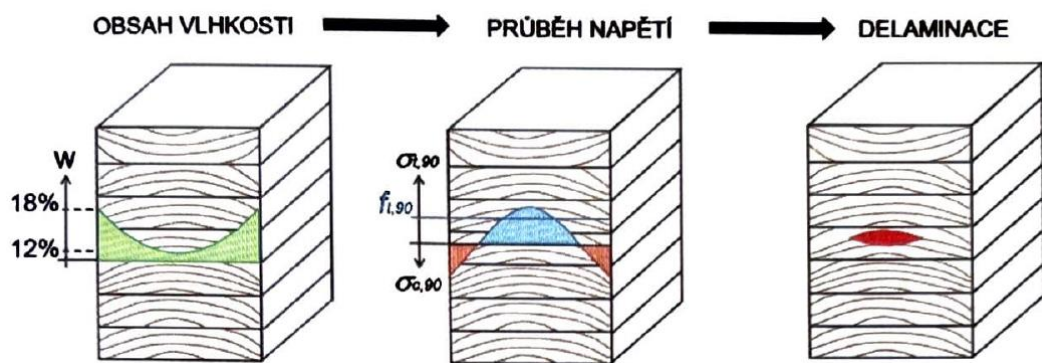
## Poruchy impregnace

Princip poruchy impregnace je jednoduchý. Přestože jsou zabudované prvky konstrukce opatřeny dostatečnou impregnací, vlivem vzniku výše uvedených trhlin dochází k zpřístupnění vnitřního dřeva, které již impregnováno není. V těchto případech může docházet k vniku vody do trhliny a vnitřní neimpregnované dřevo je již pro další řadu biotických činitelů bezbranná kořist. (Fojtík a kol. 2017)

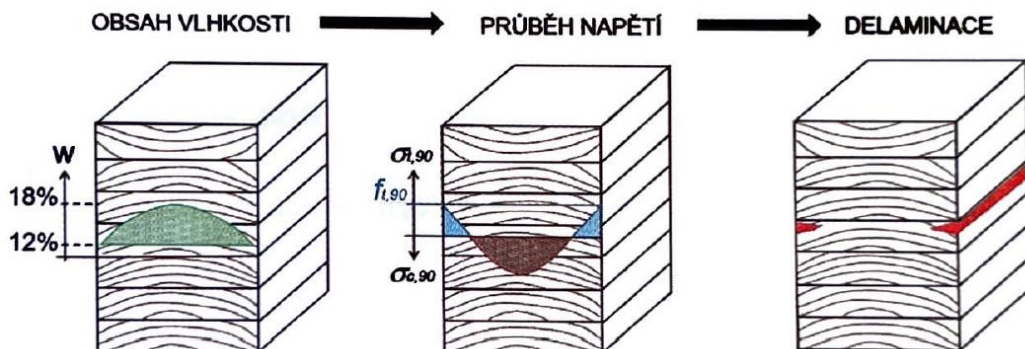
## Delaminace

Delaminace se týká zejména prvků z lepeného lamelového dřeva. Jedná se o jeden z největších problémů týkajících se právě těchto prvků. Pod tímto pojmem rozumíme jev, ke kterému dochází vlivem hygroskopického chování dřeva, přílišným zatížením daných prvků, či chování lepidla. Dochází zde k oddělování jednotlivých lamel a vznikají tak „mezery“. Tyto mezery dále fungují podobně jako výše popsané trhliny. Kromě toho, že negativně ovlivňují mechanické vlastnosti celého prvku, umožňují vnik vlhkosti do neimpregnovaného dřeva, čímž opět zvyšují šanci na jeho napadení dalšími činiteli.

Obr. 13 a Obr. 14 popisují vznik delaminace vlivem adsorpce či desorpce vlhkosti a vzniklém napětí.



Obr. 13 - závislost vzniku delaminace na adsorpci vlhkosti a zůstatkovém napětí (Zdroj: Fojtík a kol., 2017)



Obr. 14 - závislost vzniku delaminace na desorpci vlhkosti a zůstatkovém napětí (Zdroj: Fojtík a kol., 2017)

### 3.3 Dřevo-betonové mosty

Ke vzniku dřevo-betonu jako takového přispěla touha spojit kladné vlastnosti obou materiálů za pomoci jejich spolupůsobení. V případě mostních konstrukcí se ve většině případů jedná o dřevěnou desku, potažmo sérii podélných dřevěných trámů, ke kterým je pomocí různých spojovacích systémů napojena vrstva betonu. Díky této konstrukci většinu tahových sil společně s ohybem konstrukce přebírá dřevěná část konstrukce, naopak s tlakovým napětím se vypořádává betonová vrstva. Betonová vrstva u některých mostů slouží také jako vrstva pojezdová a nedochází zde tedy k tak velkému obrušování materiálu, jako by docházelo, kdyby doprava jezdila přímo po dřevěné konstrukci. (Dias a kol, 2015)

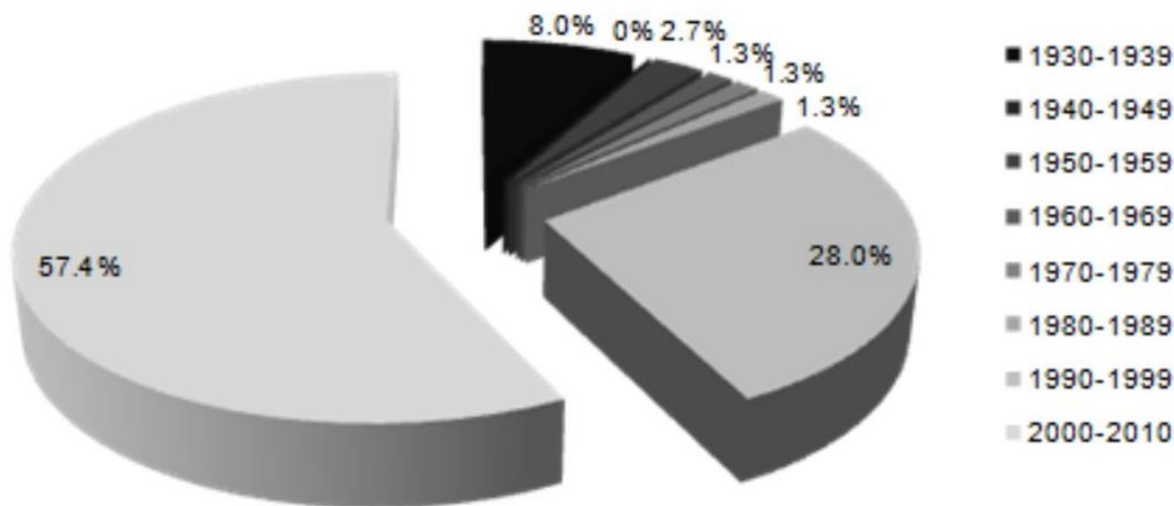
Kromě dobrých mechanických vlastností tyto konstrukce disponují i ostatními výhodami, mezi ně patří např. rychlost výstavby, ekologie, finanční nenáročnost atd. Díky těmto aspektům se i tyto konstrukce těší velkému zájmu zejména v severských zemích Evropy a v USA. V České republice se tento typ konstrukce zatím nijak výrazně nerozšířil a na našem území se můžeme setkat s dřevo-betonovými mostními konstrukcemi v řádu jednotek kusů, z nichž ve většině případů se jedná pouze o peší lávky s výjimkou jednoho případu, kdy je konstrukce využívána k silničnímu provozu. Konkrétní příklady budou uvedeny v jedné z následujících kapitol.

#### 3.3.1 Historie dřevo-betonových mostů

Dřevo-betonové mosty nesahají svou historií zdaleka tak hluboko do minulosti, jako mosty čistě dřevěné.

Poprvé se tyto konstrukce začali objevovat v USA kolem roku 1930, kdy byli stavebníci, díky nedostatku oceli, nuceni přesedlat na jiné, dostupné, stavební materiály. V následující dekádě se z dřevo-betonových mostů pomalu začala stávat běžná praxe. V padesátých letech minulého století se dřevo-betonové konstrukce začali stavět také v Austrálii a na Novém Zélandu. Ve většině států však tyto konstrukce zůstali bez povšimnutí dlouhá léta. Až s příchodem deváté dekády 20. století se dřevo-betonové mosty začali objevovat v Evropě, například ve Finsku, Švýcarsku, Francii, Německu, či Rakousku. Tento fakt, že dřevo-betonové konstrukce se začali ve větším stavět až v devadesátých letech minulého století potvrzuje graf uveden na Obr.15. Graf popisuje, jaké procento konstrukcí, vybraných pro účel daného výzkumu, bylo postaveno v jakém desetiletí. Celkově bylo do výzkumu zahrnuto 75 konstrukcí, které by měly výstižně napodobit celkovou produkci těchto konstrukcí. Je jasné vidět, že od prvního objevu dřevo-betonových konstrukcí ve třicátých letech v Americe, došlo k výraznému poklesu a do devadesátých let, kdy se tyto konstrukce dostali do Evropy a ostatních světových

zemí, jejich produkce stagnovala. Celkem 85 % veškerých konstrukcí vystavených do data publikování výzkumu (2010), bylo postaveno mezi roky 1990 a 2010. Dá se tedy usuzovat, že dřevo-betonové mosty jsou právě na vzestupu. (Rodriguez a kol., 2013)



Obr. 15 - vývoj procentuálního obsazení dřevo-betonových mostů (zdroj: Rodriguez a kol, 2013)

### 3.3.2 Charakteristika dřevo-betonových konstrukcí

Jak již jeho označení napovídá, dřevo-beton je materiál vytvořen vzájemným spřažením dřeva a betonu, který působí jako jeden tuhý prvek. Díky kompozitní struktuře dřevo-betonové stavební elementy disponují specifickými vlastnostmi, které v mnoha směrech překonávají vlastnosti čistě dřevěných či čistě betonových prvků. (Ogrin, Hozjan, 2022)

Kombinace dřeva s betonem, tužším materiálem, který dobře odolává tlakovému zatížení, vede k výraznému zvýšení únosnosti a celkové tuhosti těchto kompozitních prvků. Ukázalo se, že únosnost dřevo-betonových kompozitních prvků, v porovnání s obdobnými systémy čistě ze dřeva, může být až 3x vyšší, zatímco deformace může být až 4x nižší. (Ceccotti 1995; Dias 2012)

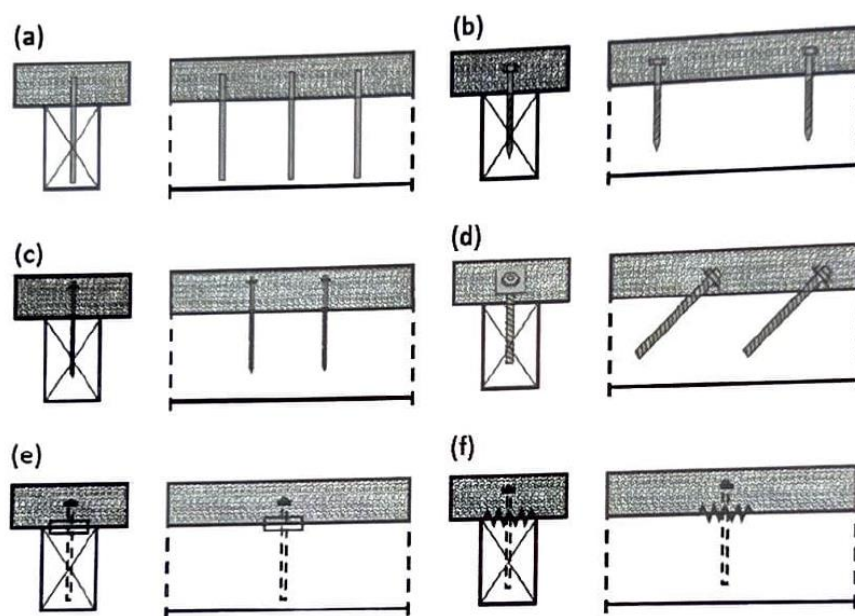
Zároveň dřevo-betonové prvky disponují neopomenutelnou výhodou-jedná se o udržitelný stavební materiál, vytvořen z obnovitelné suroviny, která po svou životnost uskládňuje uhlík a jehož energetické náklady na výrobu jsou poměrně nízké.

#### Systemy spřažení

System, kterým dochází se spojení dřevěných prvků s betonovou deskou je zásadní z hlediska mechanické odolnosti celé konstrukce. K spřažení mezi dřevem a betonem se

nejčastěji používají kovové spojovací prostředky (vruty, kolíky, plechy atd.). Další používanou variantou jsou zářezy v dřevěných prvcích, které jsou po zalití betonem zaplněny a po zatvrdnutí betonu tvoří velice tuhý spoj. V posledních letech někteří autoři začali prozkoumávat možnost použití lepených spojů pro vytváření dřevo-betonových kompozitů. (Rodriguez a kol., 2013)

Způsoby sprážení pomocí kovových spojovacích prostředků jsou vyobrazeny na Obr. 16. Tyto spojovací prostředky vytváří poddajný spoj. Napětí se koncentruje v místech spojení a spoj nechává prostor pro možný vzájemný pohyb mezi dřevem a betonem.



Obr. 16 - Typy sprážení používaných pro dřevobetonové mostní konstrukce - speciální ocelové spojovací prostředky: a) kolíky, b) vruty, c) vruty se dvěma hlavami, d) speciální vruty, e) kroužek s kolíkem, f) bulldog s kolíkem. (zdroj: Fojtík a kol., 2017)

V dnešní době jsou nejvíce používány křížem umístěné dvojhavé spráhovací vruty SFS. Tyto vruty jsou znázorněny na Obr. 17.



Obr. 17 - Spráhovací vruty SFS VB (zdroj: Podešva, 2021)



Tuhý spoj spřažení je docílen různým profilováním a vytvářením zářezů v dřevěné části prvku. Ve společné aplikaci zářezů a vlepaných vrutů je docíleno velice tuhého spoje. Příklad realizace spřažení tímto typem spoje je zobrazen na Obr. 18.



Obr. 18 - tuhý spoj spřažení mezi dřevem a betonem pomocí profilování dřevěných prvků. (zdroj: Rodriguez a kol., 2013)

Jak bylo zmíněno výše, stále aktuálnějším tématem se v tomto odvětví stává využití lepených spojů pro spřažení dřevo-betonových kompozitních prvků. Díky lepenému spoji je napětí lépe rozprostřeno do plochy oproti spojení pomocí vrutů či kolíků. Současně se eliminuje možnost vzájemného pohybu dřeva a betonu. Díky obavám z hlediska dlouhodobého chování lepidla a odolnost lepidla vůči dynamickému namáhání se zatím tyto spoje v praxi příliš nepoužívají. (Rodriguez a kol. 2017)

### 3.3.3 Dřevo-betonové mosty v ČR

Jak již bylo zmíněno v předešlé kapitole, v České republice se střetáváme ve většině případů s dřevo-betonovými mostními konstrukcemi, které jsou využívány jako lávky pro pěší. Jedna z nich, respektive dvě-lávky, které jsou identické, se nachází v intravilánu obce Benešov (Obr. 19). Jedná se o první úspěšnou realizaci tohoto typu konstrukce na území ČR. Lávky přemostují Benešovský potok a jsou umístěny v místech, kde v budoucnu dojde k vybudování rekreačního areálu, jehož součástí budou.



Obr. 19 - dřevo-betonová lávka v Benešově (zdroj: <https://www.casopisstavebnictvi.cz/clanky-prvni-sprazene-drevobetonove-lavky-v-cr.html>)

Tuto lávku, jejíž celková délka dosahuje 18,12 metrů, tvoří nosná konstrukce ze sedmi nosníků z lepeného lamelového dřeva pevnostní třídy GL28h o konstantním průřezu 200/500 mm. Nosníky jsou vyklenuté tak, aby co možná nejvíce kopírovali průběh výslednic ohybových momentů. Je tak dosaženo vyšší tuhosti celé konstrukce. Tyto trámy, jejichž rozpětí je 13,6 m, působí jako prosté nosníky a osová vzdálenost jednotlivých nosníků je 0,3 m.



Obr. 20 - lávka v Benešově před sprážením dřevěných trámů s betonovou deskou. (zdroj: <https://www.casopisstavebnictvi.cz/clanky-prvni-sprazene-drevobetonove-lavky-v-cr.html>)

Mostovka je tvořena vrstvou monolitického betonu C30/37 a k nosné konstrukci je sprážená pomocí vrutů VB-8-7,5x100 (Obr. 20).

Spodní stavba konstrukce je tvořena železobetonovými monolitickými opěrami, které sou založeny na mikropilotách.

S dalším příkladem tohoto typu konstrukce se můžeme setkat na Mělníku (Obr. 21). Společnost LEKON TSK s.r.o. zde v dubnu roku 2020 dokončila realizaci dřevo-betonové lávky, která je podobně jako v prvním případě vytvořena na základě pěti obloukových nosníků z lepeného lamelového dřeva. Tyto nosníky jsou navzájem spojeny ocelovými příčníky.



Spřažení betonové desky mostovky s dřevěnými nosíky je realizováno pomocí ocelových vrutů SFS.



Obr. 21 - Montáž dřevo-betonové lávky na Mělníku

Jediným zástupcem tohoto typu konstrukce v ČR, který je využíván pro silniční dopravu je dřevo-betonový most v obci Bohunice v okrese Prachatice (Obr. 22) . Současně se jedná o jediný silniční most na území České republiky, který využívá dřevo jako jeho nosnou konstrukci. Tento most byl dokončen a uveden do provozu na sklonku roku 2019. Projektantem tohoto mostu je Doc. Ing. Roman Fotík, PhD. Diagnostika této konstrukce je předmětem této diplomové práce, k jejímu bližšímu popisu se tedy dostanu v praktické části této práce.



Obr. 22 - Bohunický dřevo-betonový most.

### 3.3.4 Dřevo-betonové mosty ve světě

Jak bylo zmiňováno v předešlých kapitolách, ve světě si, oproti České republice, tyto konstrukce získali větší důvěru a jejich použití není tak ojedinělé. Příklady zajímavých mostních konstrukcí s nosnou konstrukcí založenou na kompozitních dřevo-betonových prvků



popisuje publikace *Timber-concrete composite bridges: Three case studies*. (Fragiacomo a kol., 2018)

Zajímavý dřevo-betonový byl realizován v roce 2014 v německé městě Lohmar Schiffarth firmou Schffitzel-Miebach GmbH. Jak je znázorněno na vizualizaci dané konstrukce na Obr. 23, jedná se o třípolový mosty využívající jako nosnou konstrukci dvojici masivních nosníků z lepeného lamelového dřeva. Nosníky svým tvarem kopírují průběh ohybových momentů, čímž je zajištěna vysoká tuhost a mimojiné tak most tvoří svým vzhledem dominantu tamní krajiny (Obr. 24). (Stephan, Kuhlman, 2014)



Obr. 23 - vizualizace dřevo-betonového mostu v německém Lohmar Schiffarth (zdroj: Stephan, Kuhlmann, 2014)



Obr. 24 - dřevo-betonový most v německém Lohmar Schiffarth tvoří dominantu krajiny. (zdroj:<https://www.german-architects.com/en/ingenieurburo-miebach-lohmar/project/timber-concrete-composite-bridge-lohmar-de#image-2>)

Dalším příkladem dřevo-betonového mostu ve Světě je možné uvést most v Quiaios ve středním Portugalsku, který byl postaven v roce 2005 (Obr. 25). Myšlenka za tímto projektem byla vybudovat dřevěný most, který bude lehce zaintegrovatelný do místního prostředí,

nicméně majitel pozemku měl obavy z hlediska bezpečnosti a životnosti. Aby byly tyto obavy odstraněny, bylo nutné navrhnout alternativní řešení. Projektanti se tedy rozhodli pro dřevo-betonové spřažení. Od realizace projektu bylo prováděno několik běžných kontrol konstrukce a na mostě nebyly pozorovány žádné výrazné poškození. (Fragiacomo a kol., 2018).



Obr. 25 - dřevo-betonový most v portugalském Quiaios. (zdroj: Fragiaco a kol., 2018)

Dalším světovým příkladem dřevo-betonového mostu je most Vihantasalana (Obr. 26) ve Finsku. Tento most dosahuje rozpětí až neuvěřitelných 182 metrů. Most je rozdělený do pěti polí – 21+42+42+42+21 metrů. Zatímco prostřední tři pole jsou konstruovány čistě ze dřeva, v případě okrajových polí se jedná o dřevo-betonové kompozitní prvky. Díky svým rozměrům se tento most řadí mezi nejdelší dřevěné mosty na Světě.



Obr. 26 - částečně dřevo-betonový most ve Finsku (zdroj: <https://puuinfo.fi/arkkitehtuuri/bridges/vihantasalmi-bridge/?lang=en>)



## 4. Dřevo-betonový most v Bohunicích

Předmětem této diplomové práce je diagnostika dřevo-betonového mostu v Bohunicích na Prachaticku, přibližně 15 km severně od Prachatic. Jedná se o dosud jediný most využívaný k silniční dopravě, na jehož konstrukci je použito právě dřevo-betonových kompozitních prvků. Jedná se tedy u nás o unikát, který by však mohl mít potenciálně výrazně vyšší využití zejména v rekonstrukcích stávajících mostů na našem území, které jsou v havarijním stavu.

Tuto konstrukci realizovala v roce 2019 společnost Elite Timber Construction, s.r.o. Hlavním projektantem této realizace je doc. Ing. Roman Fojtík, PhD. Konstrukce vznikla z potřeby zrekonstruovat tehdejší mostní konstrukci přes Dubský potok, která byla v havarijním stavu. Díky tomu, že spodní stavba původního mostu byla v dobrém stavu, mohla být většina použita a předmětem rekonstrukce byla tedy hlavně stavba horní.

### 3.4 Popis konstrukce

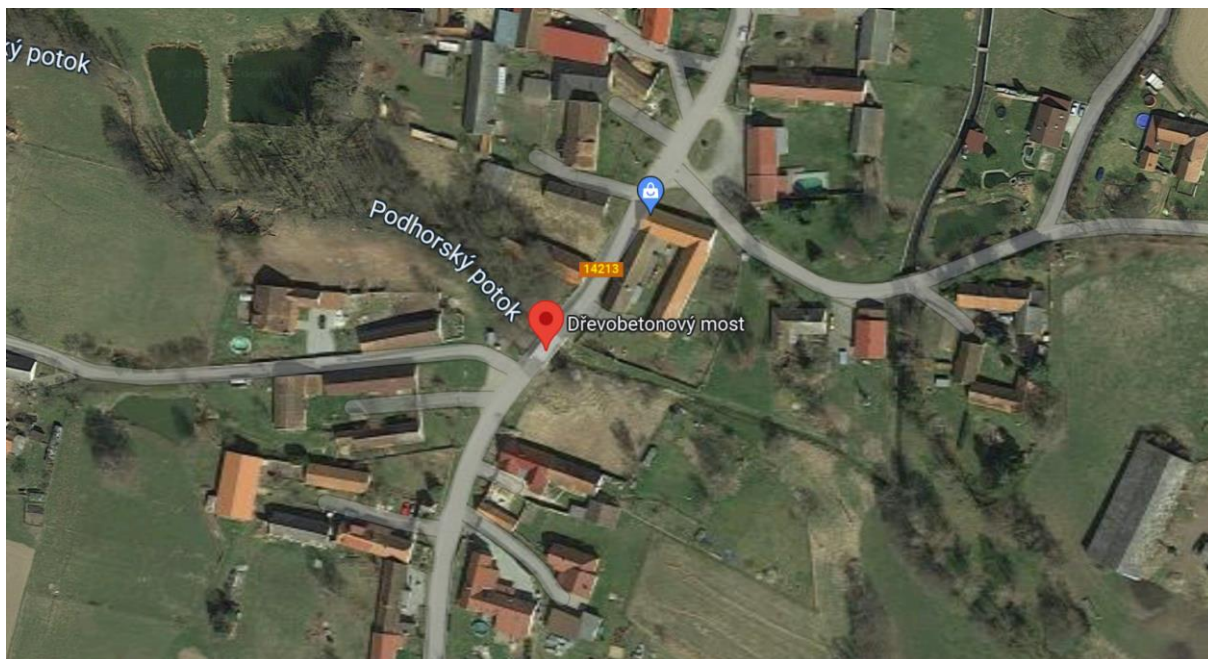
Výkresová dokumentace je obsahem Přílohy 1.

#### 3.4.1 Lokalita

Řešená konstrukce se nachází v obci Bohunice na Prachaticku (Obr. 27). Most je součástí silnice III třídy č. 14213 vedoucí skrze Tvrzice, Bohunice, Čeprovice. Most slouží k přemostění místního Podhorského potoka (Obr. 28).



Obr. 27 - situace řešené konstrukce



Obr. 28 - situace řešené konstrukce

### 3.4.2 Spodní stavba

Spodní stavba mostu byla do jisté míry zachována z původní konstrukce. Ta byla tvořena monolitickými železobetonovými opěrami, které jsou plošně založeny. Tato původní konstrukce byla při rekonstrukci ubourána o závěrnou zídku a část úložného prahu a křídel. Následně byla dobetonována novým úložným prahem a závěrnou zídkou.

Tyto nové části spodní stavby byly zhotoveny z betonu C30/37 XF4. Opěra byla rozšířena směrem k rubu a upravena pro osazení drenážního profilu na rubu opěry. Dobetonávka byla se stávající spodní stavbou spojena pomocí spřažení betonářskou výztuží B500B.

### 3.4.3 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce je tvořena patentovaným systémem spřažení mezi nosnou dřevěnou částí a železobetonem.

Dřevěná část je tvořena celkem 29 ti dřevěnými nosníky z lepeného lamelového dřeva třídy GL32h. jeden nosník je tvořen celkem z 15 ti lamel o tloušťce 40 mm. Příčné rozměry nosníku jsou 600 x 200 mm. Jednotlivé nosníky jsou spojeny předpínacími nerezovými tyčemi o průměru 20 mm, které zajišťují příčnou tuhost, a dohromady tvoří desku o plošných rozměrech 9600x5800 mm (Obr. 29).

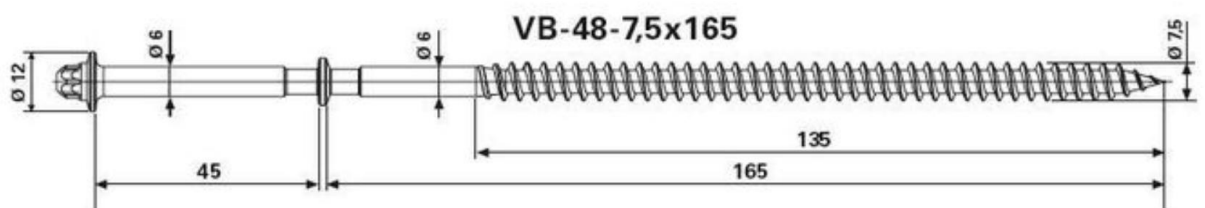




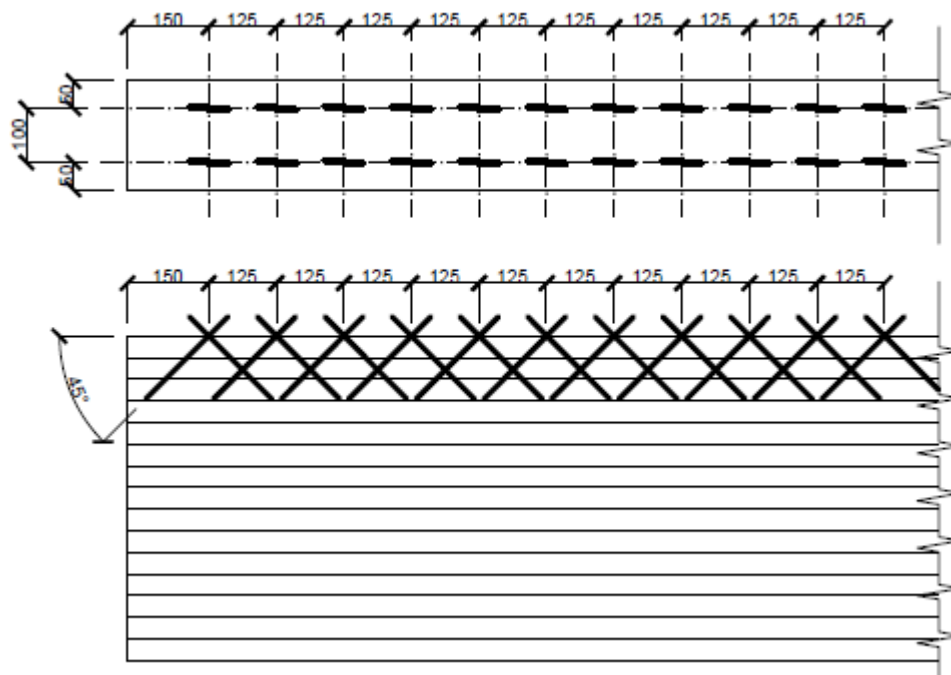
Obr. 29-dřevěná část nosné konstrukce-LLD mostovka s připravenými spřahovacími vruty

Na dřevěnou část je pomocí spřahovacích vrutů napojena železobetonová deska z vysokohodnotového betonu třídy C55/67 vyztužená betonářskou ocelí třídy B500B. Výška železobetonové desky v nejvyšším bodě, tedy ve středu mostu, je 260 mm. Od tohoto bodu je deska vyspádována v podélném směru ve sklonu 1 %.

Spřažení mezi mostovkou z lepeného lamelového dřeva a železobetonovou pojezdovou deskou je provedeno poddajným spřažením pomocí spřahovacích vrutů VB-48-7,5x165 (Obr. 30) od firmy SFS fintec. Na každém trámu LLD mostovky jsou umístěny dvě podélné řady dvojic spřahovacích vrutů. Podélná rozteč vrutů je 125 mm a příčná rozteč je 100 mm. Rozmístění spřahovacích vrutů po LLD mostovce je znázorněno na Obr. 31.



Obr. 30 -rozměry použitých spřahovacích vrutů (zdroj: SFS fintec)



Obr. 31 - schéma rozmístění spřahovacích vrutů po LLD mostovce

LLD mostovka je uložena na opěry pomocí elastomerových ložisek o konstrukční výšce 50 mm (Obr. 32). Ložiska jsou umístěny na betonových úložných prazích, které jsou vyspádovány do všech stran tak, aby zde nedocházelo k zadržování srážkové vody. Tento systém uložení konstrukce umožňuje dilatační pohyby mostu a zároveň dilatuje vlhkost od spodní stavby.



Obr. 32 - uložení LLD mostovky na elastomerové ložisko

K umožnění dilatačních pohybů konstrukce dále slouží dilatační spáry o tloušťce 20 mm, které jsou umístěny na každém konci konstrukce.

#### **3.4.4 Mostní svršek a vybavení**

Jak již bylo zmíněno v předchozí podkapitole, nosná konstrukce mostu, respektive její železobetonová část je navržena jako přímo pojízdná. Železobetonová deska je od příčné osy mostní konstrukce vyspádována ve sklonu 1 % ve směru vozovky.

Mostní římsy jsou stejně jako deska železobetonové, monolitické z betonu C30/37 XF4 a oceli B 500 B. výška římsy od vozovky dosahuje 200 mm a celková výška z pohledu dosahuje 450 mm. V podélném směru je horní plocha říms vyspádována stejně jako vozovka ve sklonu 1 % a v příčném směru 4 %. hrany říms jsou zkoseny 15/15 mm.

Na římsách je osazeno ocelové mostní zábradlí o výšce 1100 mm se svislou výplní. Zábradlí je k římse kotveno pomocí chemických kotev přes patní desku.

Mimojiné je konstrukce vybavena sérii čidel a snímačů, označovanou „Smart timber bridge“ tyto čidla slouží k analýze vlhkosti a napětí v konstrukci v čase.

### 3.5 Statická analýza konstrukce

Statická analýza se prováděla za účelem odhadnutí chování konstrukce při zatěžovací zkoušce. Analýza konstrukce dřevo-betonové mostovky bude založena na zjednodušené metodě dle ČSN EN 1995-1-2 *Navrhování dřevěných konstrukcí: část mosty*. Konstrukce byla posuzována uprostřed rozpětí.

Podle výše uvedené normy může být deska mostovky nahrazena jedním nosníkem s účinnou šířkou  $b_{ef}$ , která se vypočítá dle vzorce:

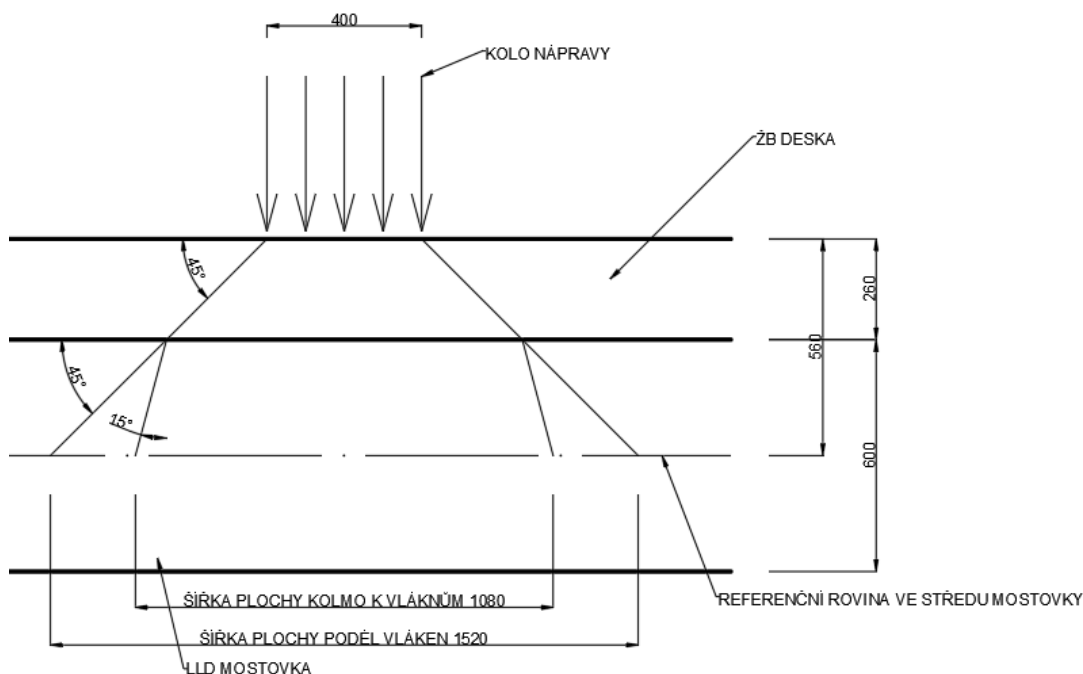
$$b_{ef} = b_{w,middle} + a$$

Kde  $b_{ef}$  je šířka zatížené plochy v referenční rovině ve středu mostovky Obr. 33;

$a$  se převezme z Tabulka 5.

System desky mostovky	$a$ [mm]
Deska mostovky lamelovaná hřebíky	0,1
Lamelace tlakem nebo lepením	0,3
Křížem lamelované dřevo	0,5
Spřažená konstrukce mostovky dřevo/beton	0,6

Tabulka 5 - šířka  $a$  pro určení účinné šířky nosníku (zdroj: ČSN EN 1995-1-2)



Obr. 33 - roznášení soustředěných zatížení uvnitř dřevo-betonové mostovky

Roznášecí úhly jsou převzány z Tabulka 6.



Vozovka (podle EN 1991-2, 4.3.6)	45 °
Prkna a fošny	45 °
Lamelové dřevěné desky mostovky	45 °
• ve směru vláken	
	15 °
• kolmo k vláknům	
Překližka a křížem lamelované desky mostovky	45 °

Tabulka 6 - ronášecí úhel pro určení účinné šířky nosníku ((zdroj: ČSN EN 1995-1-2)

Účinná šířka nosníku se tedy vypočítá následovně:

$$b_{ef} = 1080 + 600$$

$$b_{ef} = \mathbf{1680 \text{ mm}}$$

Na základě výpočtu byla navržena vyšetřovaná šířka nosníku pro posuzování konstrukce na **1800 mm**. Tato šířka odpovídá šířce 9 nosníků.

### 3.5.1 Zatěžovací stavy

Pro účely diagnostiky budou uvažovány pouze zatěžovací stavy, kterým bude konstrukce vystavena při zatěžovací zkoušce, popsané v kapitole 3.7.

První zatěžovací stav odpovídá situaci, kdy na most bude umístěno trojnápravové zatěžovací vozidlo Tatra 815 co nejvíce ke kraji vozovky tak, aby její prostřední náprava byla umístěna přímo ve středu rozpětí.

Ve druhém zatěžovacím stavu budou na konstrukci umístěny dvě zatěžovací vozidla, stejné jako v prvním zatěžovacím stavu, tak, aby jejich zadní nápravy byly co nejbližší středu rozpětí. Díky rozměrům zatěžovacích vozidel budou přední nápravy vozidel umístěny mimo konstrukci.

Hmotnosti jednotlivých zatěžovacích vozidel byly 24,5 a 23 tun. Rozložení hmotnosti skrze jednotlivé nápravy je následující:

- Přední náprava přenáší  $\frac{1}{4}$  celkové hmotnosti,
- Obě zadní nápravy přenáší shodně  $\frac{3}{8}$  celkové hmotnosti vozidla.

Na základě tohoto rozložení je možné zatížení od zatěžovacích vozidel rozdělit do 3 bodových sil následně:

- Zatežovací vozidlo 1:

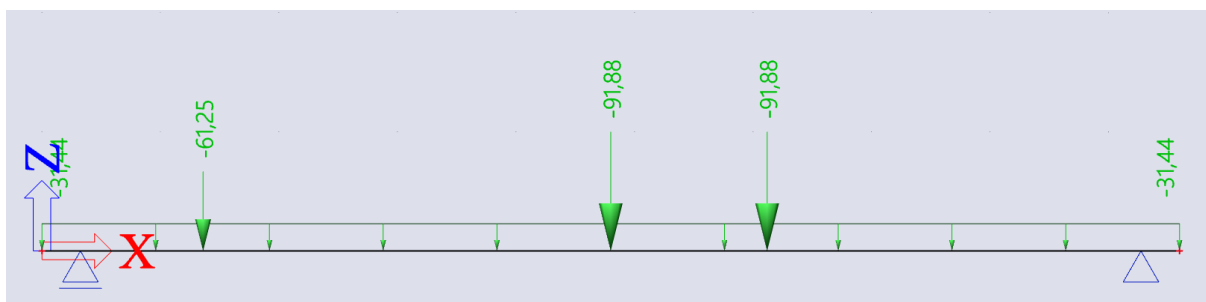
- síla  $F_{PN}$  působící od přední nápravy –  $F_{1PN} = 61,25$  kN;
- dvě síly  $F_{ZN}$  působící od zadních náprav –  $F_{1ZN} = 91,875$  kN.
- Zatěžovací vozidlo 2:
  - síla  $F_{PN}$  působící od přední nápravy –  $F_{1PN} = 57,5$  kN,
  - dvě síly  $F_{ZN}$  působící od zadních náprav –  $F_{1ZN} = 86,25$  kN.

Kromě zatížení od zatěžovacího vozidla bude v každém zatěžovacím stavu počítáno se stálým zatížením od vlastní tíhy konstrukce. Výpočet tohoto zatížení byl proveden dle ČSN EN 1991-1-1: zatížení konstrukcí-Část: Obecná zatížení-Objemové tíhy, vlastní tíha a užitné zatížení pozemních staveb a je uveden v Tabulka 7. Charakteristická hodnota zatížení byla přepočítána na hodnotu návrhovou za pomoci součinitele zatížení dle ČSN EN 1990/A1 Zásady navrhování konstrukcí - Příloha 2: Použití pro mosty. Bylo zde počítáno se součinitelem  $\gamma = 1,35$  pro nepříznivá zatížení.

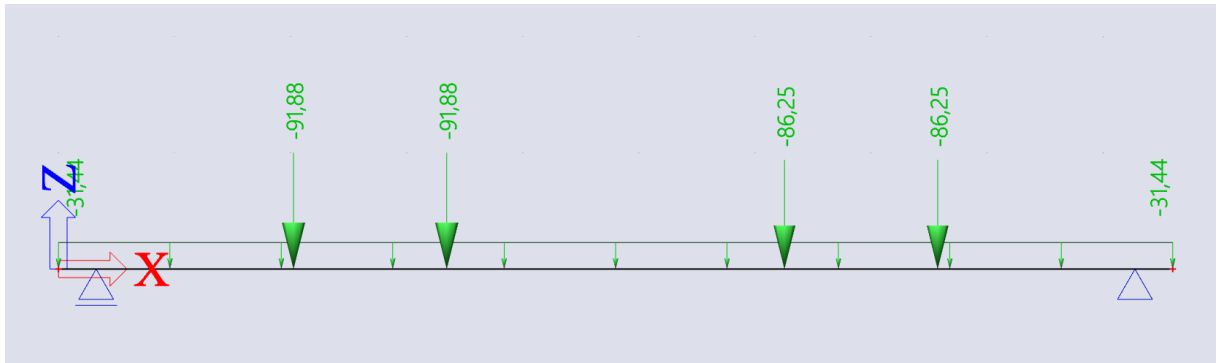
	objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	Objemová tíha [kN/m <sup>3</sup> ]	tloušťka a [m]	zatěžovací šířka [m]	charakteristická hodnota zatížení [kN/m]	součinitel zatížení [-]	Návrhová hodnota zatížení [kN/m]
LLD mostovka	500	5	0,6	1,8	5,4	1,35	7,29
žb deska	2500	25	0,26	1,8	11,7	1,35	15,795
žb římsa	2500	25	0,45	0,55	6,1875	1,35	8,353
						<b>celkem</b>	<b>31,438</b>

Tabulka 7 - výpočet stálého zatížení

Pro výpočet vnitřních sil v konstrukci bylo použito prostředí softwaru SCIA engineer 22.0. Schémata jednotlivých zatěžovacích stavů jsou zobrazeny na Obr. 34 a Obr. 35.



Obr. 34 - zatěžovací stav 1 - zatížení konstrukce jedním zatěžovacím vozidlem

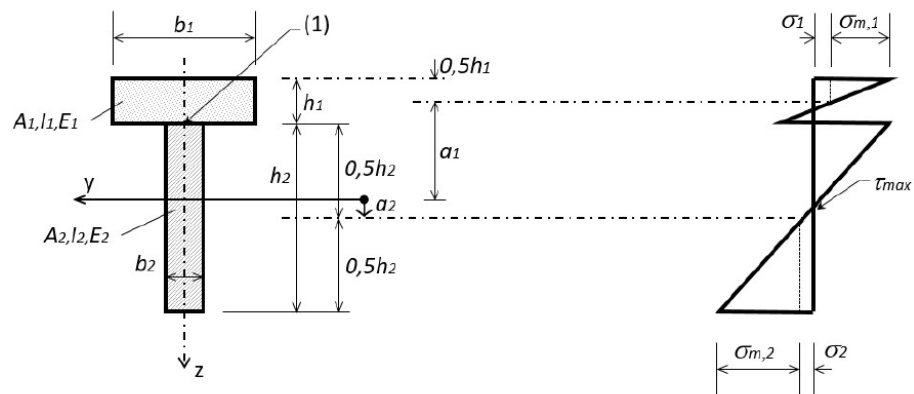


Obr. 35 - zatěžovací stav 2 - zatížení konstrukce dvěma zatěžovacími vozidly

### 3.5.2 Mezní stav únosnosti

Detailní výpočet je obsahem Přílohy 2.

Podle ČSN EN 1995-1-2 bylo vypočítána účinná ohybová tuhost dřevobetonového průřezu napětí po jeho výšce. Bylo zde využito gama metody účinného průřezu. Schéma této metody je zobrazeno na Obr. 36.



Obr. 36 - schématicko zobrazení gama metody účinného průřezu dle ČSN 1995-1-2

Účinná rozteč vrutů [mm]

$$s_{ef} = 0,75s_{min} + s_{max}$$

(4.1)

kde  $s_{min}$  osová vzdálenost spřahovacích prostředků [mm];

$s_{max}$  maximální osová vzdálenost spřahovacích prostředků [mm].

Plocha částí průřezu [mm<sup>2</sup>]

$$A_i = b_i * h_i$$

(4.2)

kde  $b_i$  šířka průřezu [mm];  
 $h_i$  výška průřezu [mm].

Moment setrvačnosti [mm<sup>4</sup>]

$$I_i = \frac{1}{12} b_i h_i^3 \quad (4.3)$$

Součinitel smykového spojení [-]

$$\gamma_2 = 1 \quad (4.4)$$

$$\gamma_1 = 1 + \left( \frac{\pi^2 E_1 A_1 s_{ef}}{K_{u,i} l^2} \right)^{-1} \quad (4.5)$$

kde  $K_{u,i}$  modul prokluzu spřahovacích prostředků [Nm]  
 $l$  délka nosníku [m]

Poloha neutrální osy od těžišť částí průřezu [mm]

$$a_2 = \frac{\gamma_1 * E_1 * A_1 * \left( \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)}{\gamma_1 * E_1 * A_1 + \gamma_2 * E_2 * A_2} \quad (4.6)$$

$$a_1 = \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} - a_2 \quad (4.7)$$

kde  $E_i$  modul pružnosti [MPa];

Účinná ohybová tuhost [kNm<sup>2</sup>]

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=2}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (4.8)$$

Normálová napětí v těžištní ose [MPa]

$$\sigma_{i,d} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{ef}} E_i \gamma_i a_i \quad (4.9)$$

Přírůstek normálových napětí ke krajním vláknům [MPa]

$$\sigma_{m,i,d} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{ef}} E_i \frac{h_i}{2} \quad (4.10)$$

Smyková napětí [MPa]

$$\tau_{max} = \frac{0,5E_2b_2h_2^2}{b_2(EI)_{ef}} V_{Ed} \quad (4.11)$$

Zatížení spojovacího prostředku

$$F_1 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s_{ef}}{(EI)_{ef}} V_{Ed} \quad (4.12)$$

Posudek normálových napětí

$$\sigma_{1,d} + \sigma_{m,1,d} < f_{c,d} \quad (4.13)$$

$$\sigma_{2,d} + \sigma_{m,2,d} < f_{t,0,d} \quad (4.14)$$

Posudek smykového napětí ve stojně

$$\tau_{max} < f_{v,d} \quad (4.15)$$

Posouzení spřahovacího prostředku

$$F_1 < F_{1d} \quad (4.16)$$

Detailní výpočet je obsahem přílohy 2.

### 3.5.3 Mezní stav použitelnosti

Výpočet mezního stavu použitelnosti se provedl obdobným způsobem za použití rovnic (4.1)-(4.8). Do výpočtu vstupuje modul prokluzu  $K_{ser}$ , který se vypočítá následovně:

$$K_{ser} = \frac{2}{3} K_u \quad (4.17)$$

Maximální ohybový moment na prostém nosníku [kNm]

$$M_{max} = \frac{1 * q * l^2}{8} \quad (4.18)$$

Maximální průhyb na prostém nosníku [mm]

$$w_{max} = \frac{5 * q * l^4}{384 * (EI)_{ef}} \quad (4.19)$$

Z toho plyne:

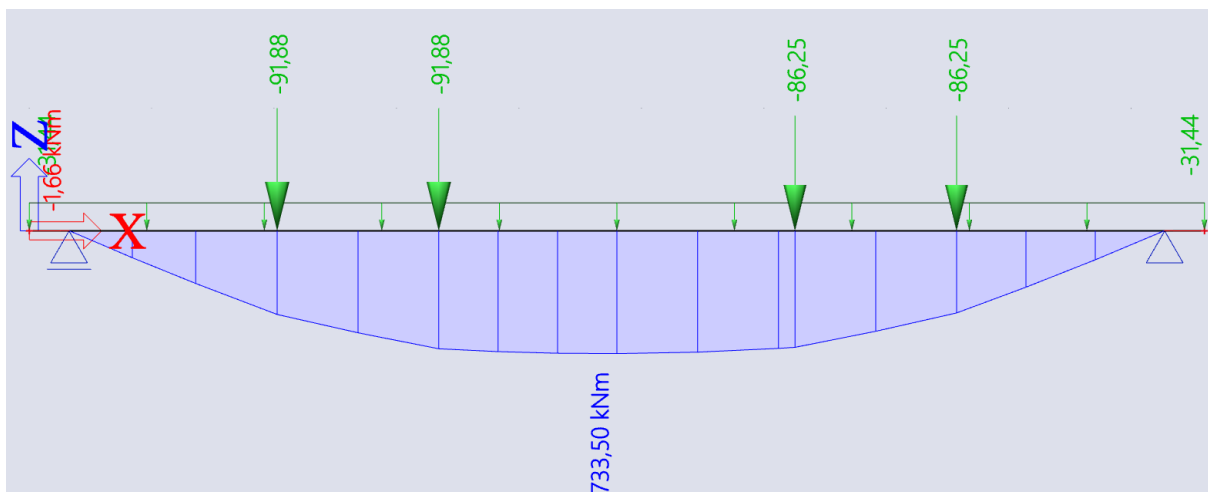
$$w_{max} = \frac{40 * l^2 * M_{max}}{384 * (EI)_{ef}} \quad (4.20)$$

Dále se posoudí okamžitý průhyb dle ČSN EN 1995-1-2. Mezní hodnota průhybu  $w_{lim}$  je pro prostý nosník uvažována  $\frac{l}{300} - \frac{l}{500}$ .

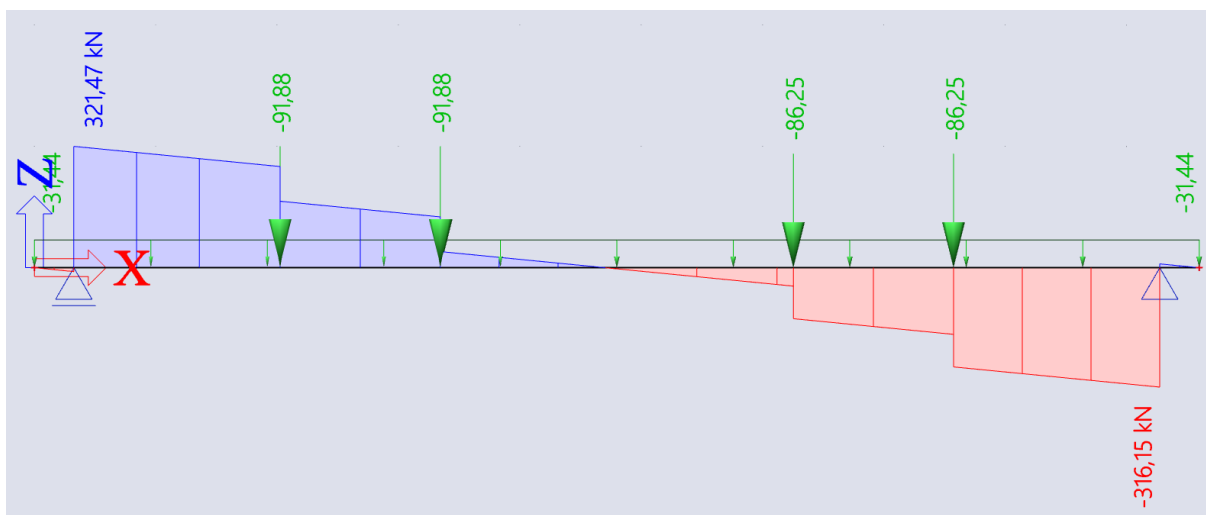
Detailní výpočet je obsahem přílohy 3.

### 3.5.4 Výsledky

Pro výpočet vnitřních sil bylo použito softwaru SCIA engineer 22.0. Maximální hodnoty vnitřních sil vykazovala konstrukce při zatěžovacím stavu 2, tedy při zatížení dvěma zatěžovacími vozidly. Konkrétní hodnoty jsou zobrazeny na Obr. 37 a Obr. 38. Díky charakteru posuzovaných zatěžovacích stavů nedošlo v konstrukci ke vzniku normálových sil.



Obr. 37 - maximální ohybový moment M (zdroj: SCIA)



Obr. 38 - Maximální posouvající síla V (zdroj: SCIA)

Číselné hodnoty vypočítaných vnitřních sil jsou tedy následující:

- Obyčejný moment M:

$$M_{Ed} = 733,5 \text{ kNm};$$

- Posouvající síla V:

$$V_{Ed} = 321,47 \text{ kN}.$$

V rámci MSÚ byly posuzovány následující napětí:

- tlakové napětí v betonové desce,
- tahové napětí v dřevěné části,
- smykové napětí ve stojině průřezu,
- zatížení ve spřahovacím prostředku.

V rámci MSP byl posuzován maximální okamžitý průhyb konstrukce.

Jednotlivé posudky dle ČSN EN 1995-1-2 jsou uvedeny v Tabulka 8.

MSÚ	Posudek betonové části v tlaku (3.13)	$\sigma_{1,d} + \sigma_{m,1,d} = 5,10 < 36,67 = f_{c,d}$
	Posudek dřevěné části v tahu (3.14)	$\sigma_{2,d} + \sigma_{m,2,d} = 2,86 < 9,36 = f_{t,0,d}$
	Smykové napětí ve stojině průřezu (3.15)	$\tau_{max} = 0,48 < 1,54 = f_{v,d}$
	Zatížení ve spřahovacím prostředku (3.16)	$F_1 = 61,29 < 156,4 = F_{1d}$
MSP	Posouzení okamžitého průhybu	$w_{max} = 4,23 < 22,375 = w_{lim}$

Tabulka 8 - statické posudky

Z výpočtů a posudků vyplývá, že řešená konstrukce je staticky vyhovující při testovaném zatížení. Vzhledem k vypočteným výsledkům se očekává, že při zatěžovací zkoušce bude docházet k minimálním deformacím a posunům.

### 3.6 Vizuální prohlídka

Vizuální prohlídka konstrukce byla provedena dne 19.1.2023. Prohlídka byla provedena v souladu s normou *ČSN 73 6221 Prohlídky mostů pozemních komunikací*. Prohlídka byla provedena za účelem stanovení stavebního stavu konstrukce. Dle výše uvedené normy je třeba při běžné prohlídce mostní konstrukce kontrolovat zejména následující (platí pro všechny mostní konstrukce):

- celkový stav, funkčnost a použitelnost konstrukce, jejich částí a prvků ve vazbě na bezpečnost provozu (na mostě, v prostoru pod ním i v jeho těsném okolí),
- funkčnost izolace a odvodnění všech částí a prvků konstrukce, včetně zatékání,
- nadměrné nebo neobvyklé deformace konstrukcí, jejich částí a prvků,
- chování konstrukce při běžném provozu (kmitání, vibrace apod.),
- výskyt závad a poruch v důsledku mimořádných událostí (nárazy, povodně, poklesy povrchu apod.).

U dřevěných mostů se, kromě základních požadavků uvedených výše, podle normy musí kontrolovat také následující:

- celkový stav základního materiálu (trhliny, známky napadení materiálu houbami nebo hmyzem apod.), včetně opotřebení (např. dřevěné mostovky),
- riziková místa z pohledu zvyšování vlhkosti (spoje, trhliny, vodorovné plochy apod.),
- celkový stav spojů a spojovacích prostředků,
- zajištění přístupu vzduchu ke všem dřevěným částem konstrukce,
- vizuální kontrola funkčnosti spojů (zda nedochází k uvolnění spojů např. vlivem vysychání, otlačení apod.),
- u spojů se spojovacími prostředky (kolíky, vruty apod.) kontrolovat, zda jsou kompletní (nechybějí spojovací prostředky apod.),
- u prvků z lepeného lamelového dřeva posoudit, zda nedochází k porušení jejich integrity ve formě delaminace či trhlin,
- kontrola hromadění nečistot a zvyšování vlhkosti v konstrukčních detailech.

U dřevěných konstrukcí a u dřeva obecně platí, že hlavní činitel, vedoucí k jeho degradaci, je vlhkost. Z toho důvodu je třeba klást veliký důraz na možné ohrožení konstrukce vlivem právě vlhkosti, ať už ve formě srážkové vody, vody vztlínající z ostatních částí



konstrukce, či ze země, či vody zadržující se v konstrukci díky nevyhovujícím konstrukčním detailům.

V den provedení vizuální prohlídky konstrukce byla venkovní teplota 2 °C se zataženou oblohou. Přestože v den prohlídky docházelo k občasným srážkovým dešťům a v okolí konstrukce se vytvářely louže srážkové vody, nebyla pozorována žádná místa v konstrukci, kde by se voda samovolně zadržovala. V souvislosti se zadržováním srážkové vody je potřeba podotknout, že by bylo dobré příležitostně vyčistit odvodňovací kanál za uložením nosné konstrukce, který byl v den prohlídky zanesen listím a osatnými předměty, které by potenciálně mohly způsobovat zadržování vody, což by mohlo způsobit vztlínání vlhkosti do konstrukce.

Z hlediska zamezení zvyšování vlhkosti dřevěných konstrukcí, obzvláště mostů, jsou velice důležité konstrukční detaily. V rámci prohlídky byly vybrány a následně jednotlivě posouzeny následující detaily, které by mohli nesprávným návrhem či provedením způsobit zvyšování vlhkosti:

- uložení LLD mostovky na elastomerové ložiska,
- chemická úprava čel LLD trámů,
- přesah železo-betonové římsy přes dřevěnou část konstrukce,
- utěsnění dilatačních spár,
- místo kontaktu mezi dřevem a předpínacími tyčemi.

Dřevěná mostovka je, jak již bylo blíže popsáno, uložena k opěrám pomocí elastomerových ložisek (Obr. 39). Úložný práh, na které jsou ložiska uloženy, je do všech stran vyspádován, aby zde nedocházelo k zadržování srážkové vody. Samotné ložiska jsou pak v příčném směru vůči mostovce „zapuštěné“ o cca 2 cm, ani zde tedy nemůže k zadržování vody docházet. Z hlediska vlhkosti je tento detail tedy v pořádku.



Obr. 39 - uložení LLD mostovky na elastomerové ložisko

Obecně platí, že čelní plochy dřevěných prvků, by se měli zejména v podmínkách externí expozice, co nejvíce omezit, jelikož tyto plochy mají tendenci pohlcovat vodu více, než plochy radiální a tengenciální. Častokrát se v praxi setkáváme s problémem, že těmto plochám není věnována dostatečná péče a vůči vlhkosti nejsou chráněné. To způsobuje vnikání vlhkosti a postupnou degradaci daných prvků ať již se jedná o trhliny, či napadení biotickými degradačními činiteli. U tohoto mostu tvoří čelní plochy poměrně velkou plochu. Aby se zabránilo vniku vlhkosti těmito plochami, jsou v tomto případě čela dřevěné mostovky opatřeny vysoce odolným nátěrem na bázi polyuretanu (Obr. 40). Nejedná se sice o zcela vhodné řešení z pohledu ekologie, nicméně svůj účel plní více než dobře. Z konstrukčního hlediska je zde také důležité zajistění dostatečné odvětrání těchto ploch. V tomto případě je mezi čelní plochou LLD mostovky a závěrnou zídkou mostu vytvořena větraná mezera o tloušťce 100 mm, což je v tomto případě dostatečné, aby zde nedocházelo ke kondenzaci vody.



Obr. 40 – Ochrana čelních ploch LLD prvků- opatření čelní ploch nátěrem na bázi polyuretanu a větraná mezera



Základním principem konstrukční ochrany dřevěných prvků je také zajistit, aby nedocházelo k dopadu srážkové vody přímo na dřevěné prvky. V tomto případě se tedy jedná o zajištění dostatečného přesahu železobetonové římsy, která je uložena na pojížděné železobetonové desce, přes boční plochy LLD mostovky.

Při inspekci dilatačních spár a jejich utěsnění, bylo pozorováno několik míst, kde došlo k porušení utěsnění (Obr. 41). To by mohlo způsobit problém ve chvíli, kdy by srážková voda pronikla skrze trhliny až k samotné dřevěné konstrukci. Tyto spáry by bylo vhodné vyspravit a znovu utěsnit, aby se vnikání volné vody zamezilo.



Obr. 41 - narušené těsnění dilatační spáry

Další detail, který byl při prohlídce posuzován, je místo, kde je dřevěná mostovka v přímém kontaktu s předpínacími tyčemi a jejich příslušenstvím. Obava z tohoto detailu spočívá zejména v tom, aby nedocházelo k zatékání vody za matice. Takovýchto míst je na celé konstrukci dohromady 36–18 předpínacích tyčí. Zejména díky tomu, že, jak již bylo zmíněno výše, by nemělo docházet k dopadu srážkové vody přímo na dřevěnou konstrukci, nemělo by se jednat o problém. Po prohlédnutí jednotlivých míst bylo dosaženo závěru, že se tyto místa nejeví jako problematické, avšak místy byly pozorovány známky porušení povrchové úpravy kovových prostředků, což způsobilo výskyt koroze, která by mohla v čase porušit integritu spoje. Samotné předpínací tyče jsou nerezové a díky charakteru materiálů použitých matic se očekává, že pozorovaná koroze na maticích bude v tomto případě pouze povrchová a integritu spoje by neměla ohrozit.



Obr. 42 - spojovací prostředky vykazují známky reznutí.

Po detailním prozkoumání jednotlivých detailů byla pomocí odporového vlhkoměru namátkově naměřena povrchová vlhkost dřevěné části konstrukce. Obecně platí, že zejména u dřevěných prvků vystavených v externím podmínkách, dosahuje vlhkost na povrchu či v bezprostřední blízkosti povrchu vyšších hodnot než dřevo zabudované hluboko v konstrukci.



Má to na svědomí zejména přímý kontakt se srážkovou vodou či vodou vzlínající se z okolí. Hodnoty naměřených vlhkostí se pohybovaly v rozmezí 12-18 %. Tyto hodnoty do vysoké míry korespondují s hodnotami vlhkosti měřených v dlouhodobém časovém horizontu pomocí zabudovaných čidel (3.8 **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.**). Tento fakt potvrzuje, že je daná konstrukce z hlediska vlhkosti navržena kvalitně a ani na povrchu nedochází k výraznému zvyšování vlhkosti.

U dřevěných konstrukcí z lepeného lamelového dřeva je potřeba také kontrolovat celistvost jednotlivých prvků, zda se v konstrukci nenachází trhliny, či zda nedochází k delaminaci LLD trámů. V určitých místech byly pozorovány drobné trhliny a smolníky (Obr. 43). V některých případech byly tyto drobné trhlinky již vyspraveny tmelem, pravděpodobně již ze samotné výroby. Tyto drobné smolníky by mohli představovat problém v případě, kdy by zde docházelo k přímému kontaktu se srážkovou vodou. Tyto trhlinky by mohli působit jako brána do hlubších vrstev dřevěných prvků pro vodu, čímž by mohlo docházet k zvyšování vlhkosti prvků. Nicméně jak bylo výše uvedeno, z konstrukčního hlediska je konstrukce navržena tak, že by ke vnikání srážkové vody nemělo docházet.



Obr. 43 - Smolníky na LLD trámech tvořící nosnou konstrukci mostu

Známky delaminace zde nebyly pozorovány. Co se tedy týče tohoto druhu vad, nebyly zde pozorovány významné vady, které by mohly způsobit výraznou degradaci dřevěných prvků do budoucna.

Nebyly taktéž pozorovány známky napadení dřevěné mostovky dřevokazným hmyzem či houbami. Pozorovány byly pouze lokální zbarvení dřevěných prvků. K tomu došlo pravděpodobně již při montáži konstrukce stékáním betonu při tvrdnutí železobetonové desky.

V neposlední řadě bylo také pozorováno chování konstrukce při pojezdu motorových vozidel. Bylo pozorováno, zda konstrukce, při pojezdu vozidly, bude vytvářet viditelné vibrace či průhyby. V průběhu prohlídky projelo přes konstrukci přibližně 8 motorových vozidel, přičemž se jednalo ve většině případech o osobní automobily. Nebyly pozorovány žádné vibrace, či průhyby. Nutno podotknout, že žádné viditelné průhyby nebyly očekávány, jelikož konstrukce působí po bližší prohlídce až naddimenzovaným dojmem. Ostatně toto tvrzení potvrzuje jak statický posudek konstrukce (3.5), tak výsledky zatěžovací zkoušky (3.7). Hmotnost vozidel, která mohou po konstrukci přejíždět, je dopravním značením omezená do hodnoty 12 ti tun. Při zatěžovací zkoušce byla konstrukce zatěžována cca 35 ti tuny. Je tedy možné předpokládat, že zatěžování konstrukce dopravou by do budoucna nemělo mít veliký vliv.

### 3.6.1 Výsledky vizuální prohlídky

Při vizuální prohlídce dřevo-betonového mostu v Bohunicích, nebyly objeveny žádné významné vady či nedostatky, které by bylo potřeba akutně řešit.

Dle ČSN 73 6221:2018 *Prohlídky mostů pozemních konstrukcí* se dřevěné mosty kategorizují do stavebních stavů v závislosti na rozsahu vyskytujících se závad dle tabulky 9.

Dále je možné podle stejné normy určit stupeň použitelnosti mostu či jeho části podle tabulky 10.

Klasifikační stupeň stavebního stavu	Stavební stav	Popis stavebního stavu
I	Bezvadný	Bez zjevných závad, poruch, a/nebo nedodělků.
II	Velmi dobrý	Lokální vzhledové závady a poruchy, které nepředstavují zvýšené riziko z hlediska zajištění dlouhodobé spolehlivosti mostu (nad 10 let).
III	Dobrý	Závady a poruchy většího rozsahu, které neovlivňují spolehlivost konstrukce, avšak představují zvýšené riziko z hlediska jejího zajištění v časovém horizontu 10 let.
IV	Uspokojivý	Závady a poruchy, které nemají významný vliv na spolehlivost konstrukce, avšak představují zvýšené riziko z hlediska jejího zajištění v časovém horizontu 5 let.
V	Špatný	Závady a poruchy, které mají významný vliv na spolehlivost konstrukce, avšak jsou odstranitelné bez významných zásahů do nosné konstrukce mostu.
VI	Velmi špatný	Závady a poruchy, které mají zásadní vliv na spolehlivost konstrukce, a jsou odstranitelné pouze významnými zásahy do nosné konstrukce mostu.
VII	havarijní	Závady a poruchy ovlivňující spolehlivost konstrukce takovou měrou, že vyžadují okamžitá opatření pro odvrácení havárie (např. uzavření nebo podepření mostu)

Tabulka 9 - Klasifikační stupně stavebního stavu dle ČSN 73 6221:2018

Stupeň použitelnosti	Použitelnost	Popis stavu mostu nebo jeho části
1	Použitelný	Bez závad a poruch ovlivňujících použitelnost
2	Podmíněně použitelný	Závady a poruchy, které nemají vliv na použitelnost, ale představují zvýšené riziko z hlediska jejího zajištění v časovém horizontu do 5 let.



3	Použitelný s výhradou	Závady a poruchy, které mají vliv na použitelnost, ale nevyžadují okamžitá opatření ani omezení provozu.
4	Omezeně použitelný	Závady a poruchy, které umožňují dočasný provoz na mostě, avšak za předpokladu okamžitých opatření nebo omezení provozu na mostě.
5	nepoužitelný	Závady a poruchy, které z hlediska zajištění bezpečnosti provozu vyžadují okamžitá uzavření mostu nebo jeho části do doby odstranění závad.

Tabulka 10 - Stupně použitelnosti mostu dle ČSN 73 6221:2018

Na základě tabulek (9, 10) a výsledků z provedené prohlídky byly stanoveny následující závěry:

- stupeň použitelnosti mostu: **použitelný**,
- stavební stav konstrukce: **II – velmi dobrý**.
  - Velmi dobrý stavební stav konstrukce byl určen zejména na základě poruch v betonové části konstrukce, konkrétně v utěsnění dilatačních spar. Za předpokladu, že dojde k opravám těchto nedostatků, bude možné konstrukci zařadit do 1. stupně stavebního stavu.

### 3.7 Zatěžovací zkouška

Zatěžovací zkouška byla provedena dne 23.11.2021. Cílem této zkoušky bylo posoudit mechanickou odolnost konstrukce. Zatěžovací zkouška byla provedena v souladu s normou ČSN EN 73 6209 *Zatěžovací zkoušky mostních objektů*. Jednalo se o zkoušku statickou složenou ze dvou zatěžovacích stavů.

K provedení zkoušky bylo využito následujícího vybavení:

- snímače dráhy Alhborn ALMEMO,
- strunový tenzometrický snímač Ahlborn ALMEMO FK 0255,
- měřicí ústředna Ahlborn pro snímače dráhy,
- měřicí ústředna pro záznam měřené deformace pomocí strunového tenzometru,
- měřicí pásmo pro zaměřování rozměrů a polohy měřících bodů.

V rámci zkoušky byly pozorovány následující veličiny:

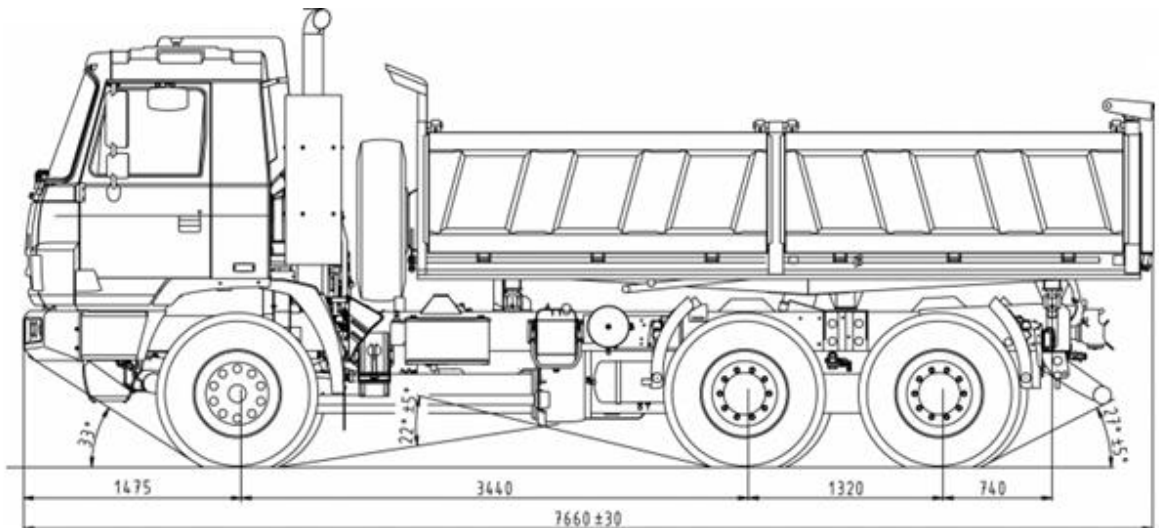
- svislý průhyb uprostřed rozpětí mostu v podélné ose –  $w_{ss}$  [mm],
- svislý průhyb uprostřed rozpětí mostu v krajním bodě –  $w_{ks}$  [mm],
- pokles podpěry 1 [mm],
- pokles podpěry 2 [mm],
- změny tahové síly v krajních vláknech na spodním líci mostovky [kN],
- vznik a rozvoj trhlin.

V kapitolách 3.5 a 3.6 byla provedena prohlídka mostního objektu a statický posudek při zkušebním zatížení odpovídajícímu zatěžovací zkoušce. Z výsledků prohlídky a posudků vyplynuly určité předpoklady pro chování objektu při zatěžovací zkoušce. Bylo předpokládáno, že objekt nebude v průběhu zatěžování vykazovat významné deformace.

#### 3.7.1 Zatěžovací vozidlo

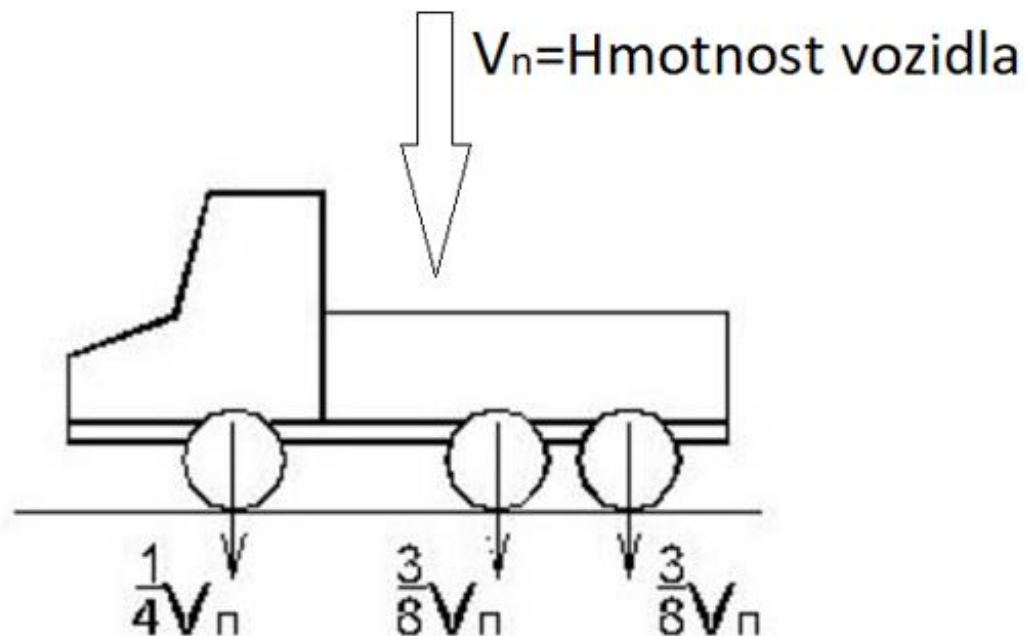
Konstrukce byla zatížena jedním, či dvěma třinápravovými vozidly Tatra 815 (Obr. 44). Toto vozidlo je určeno k převozu primárně sypkých materiálů. Pro účely zatěžovací zkoušky byla vozidla naložena maximálním množstvím šterku. Konkrétní hmotnosti byly naměřeny při nakládce a jsou následující:

- hmotnost zatěžovacího vozidla 1 –  $m_1=24,5$  t;
- hmotnost zatěžovacího vozidla 2 –  $m_2=23$  t.



Obr. 44 - schématické znázornění zatěžovacího vozidla-Tatra 815

Tlaky z jednotlivých náprav zatěžovacího vozidla na konstrukci nejsou rovnoměrné. Většinová část hmotnosti vozidla je na vozovku roznášena skrze dvojici zadních náprav vozidla. Každá z těchto dvou náprav přenáší tři osminy celkové hmotnosti vozidla, přední náprava přenáší tedy pouze jednu čtvrtinu (Obr. 45). Z tohoto důvodu byly v obou zatěžovacích situacích (viz. níže) zatěžovací vozidla situována tak, aby zadní nápravy byly situovány co možná nejbližší středu konstrukce, čímž se dosáhne maximálního zatížení.



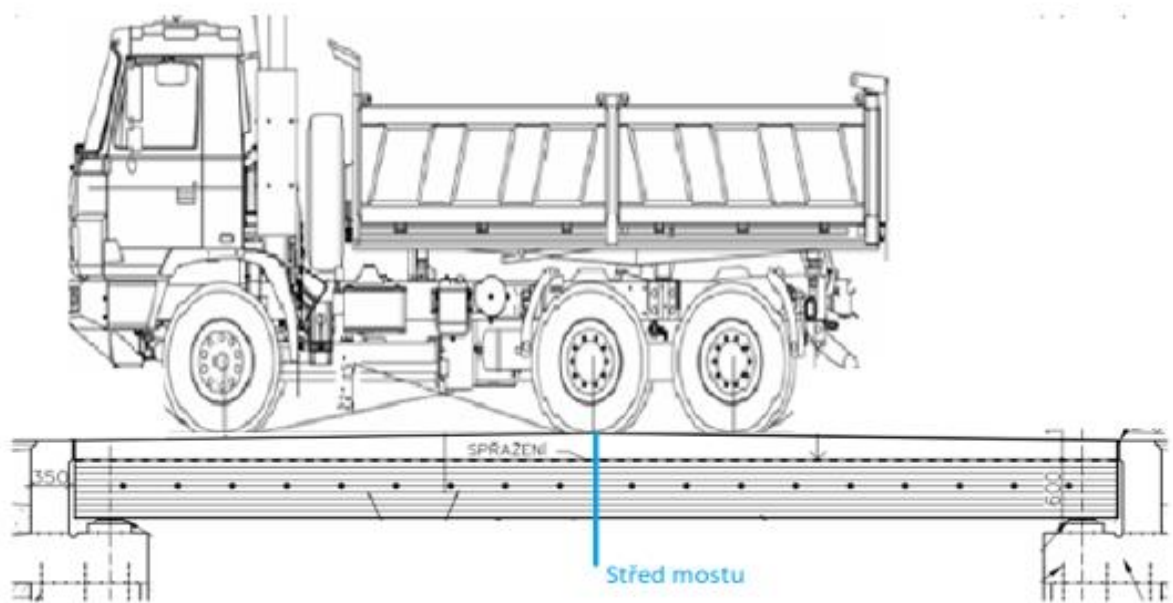
Obr. 45 - schéma rozložení hmotností zatěžovacího vozidla skrze jednotlivé nápravy

### 3.7.2 Zatěžovací stavy

Jak již bylo zmíněno výše, v rámci zatěžovací zkoušky byla konstrukce vystavena dvěma zatěžovacím stavům.

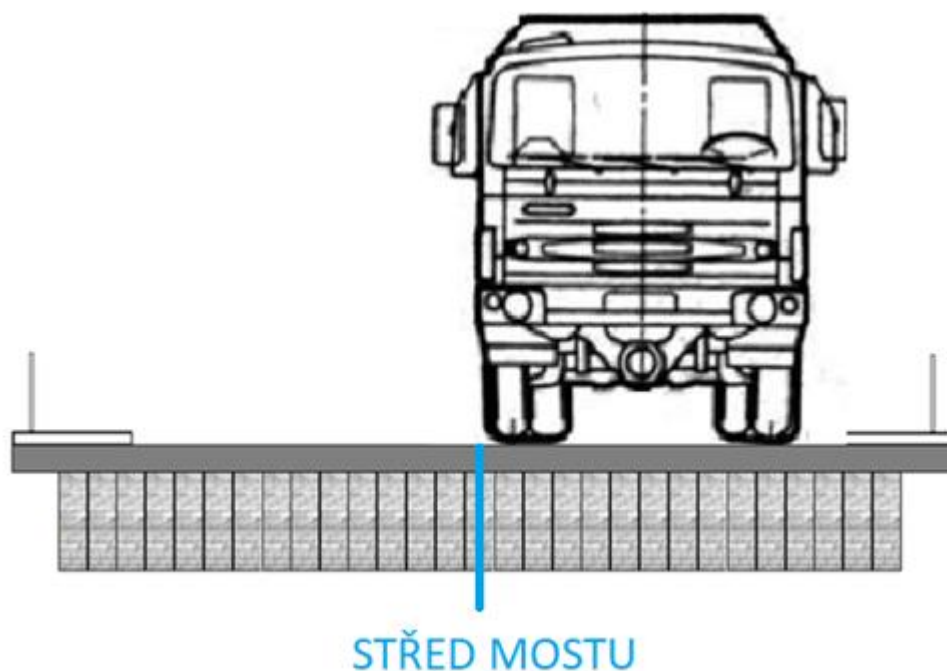
#### Zatěžovací situace 1

V první situaci bylo na konstrukci umístěné pouze jedno zatěžovací vozidlo, naložené do maximální hmotnosti. V podélném směru bylo vozidlo situováno tak, aby jeho prostřední náprava, tedy první ze dvou zadních náprav, byla postavena na přímém středu konstrukce (Obr. 46), aby bylo dosaženo maximálního zatížení.



Obr. 46 - podélné umístění zatěžovacího vozidla v zatěžovací situaci 1

V příčném směru bylo pak vozidlo umístěno mimo podélnou osu konstrukce tak, aby bylo vozidlo co nejbližší ŽB římse na okraji vozovky, tedy pouze v jednom jízdním pruhu (Obr. 47). Obr. 48 pak zobrazuje skutečné umístění zatěžovacího vozidla.



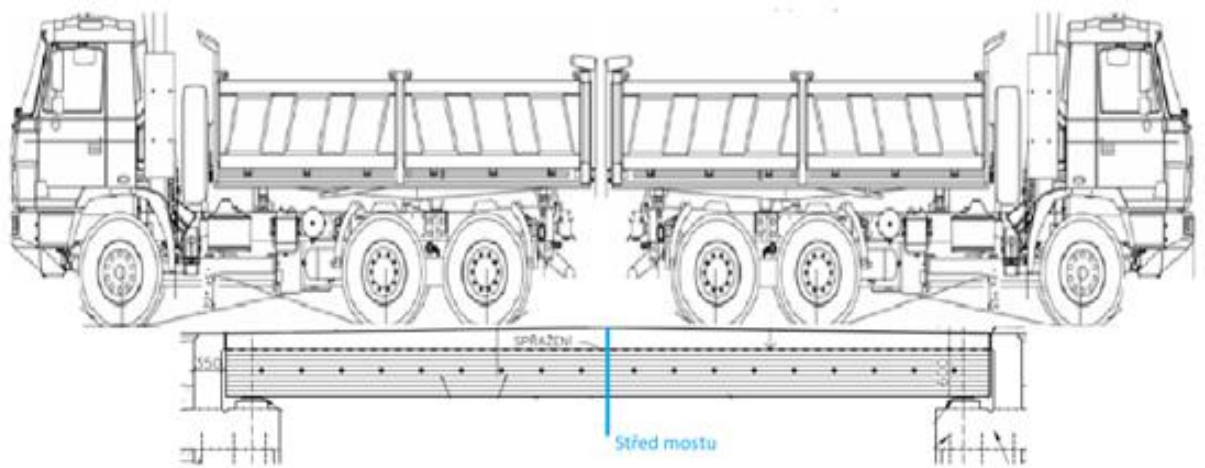
Obr. 47 - příčné umístění zatěžovacího vozidla v zatěžovací situaci 1



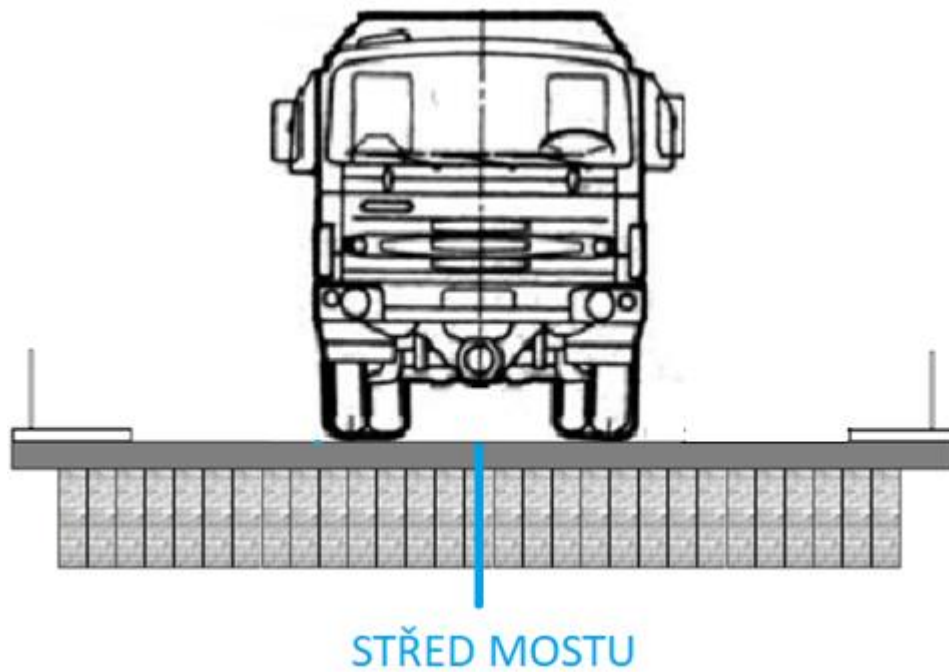
Obr. 48 - skutečné umístění zatěžovacího vozidla v zatěžovací situaci 1

### Zatěžovací pozice 2

Ve druhé zatěžovací pozici byla konstrukce vystavena zatížení vyvolanému hned dvěma zatěžovacími vozidly. Ty byly na konstrukci umístěny v podélném směru zadními nápravami k sobě co nejbliž tak, aby byly obě zadní nápravy co nejbliž střeđu konstrukce (Obr. 49). V příčném směru byly pak obě zatěžovací vozidla umístěna do střeđu podélné osy konstrukce (Obr. 50). Skutečné umístění zatěžovacích vozidel je znázorněno na Obr. 51.



Obr. 49 - podélné umístění zatěžovacích vozidel v zatěžovací situaci 2



Obr. 50 - příčné umístění zatěžovacích vozidel v zatěžovací situaci 2





Obr. 51 - skutečné umístění zatěžovacích vozidel v zatěžovací situaci 2

### 3.7.3 Umístění měřících přístrojů

Během zatěžovací zkoušky byly použity 4 snímače dráhy Ahlborn a jeden strunový tenzometr.

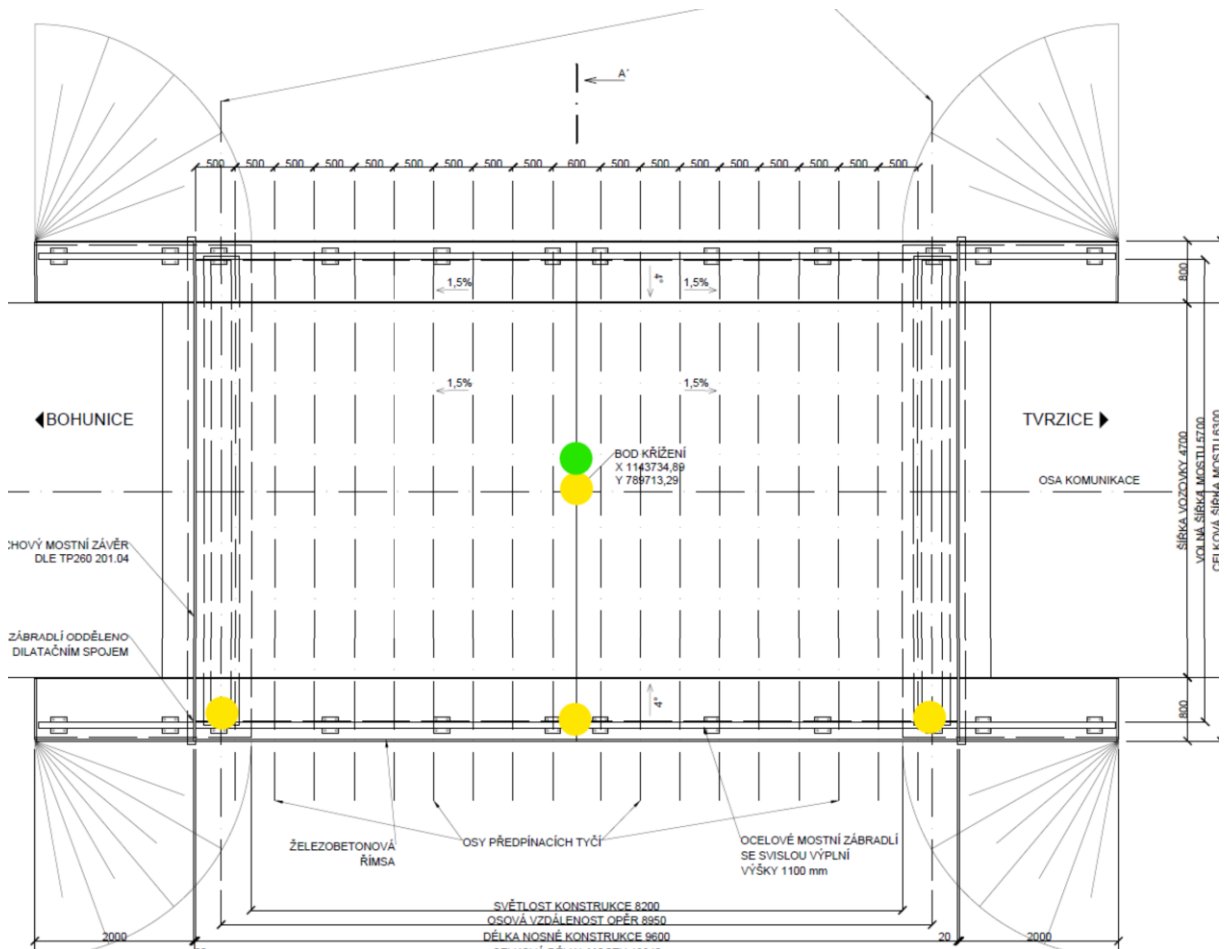
Strunový tenzometr Ahlborn almemo FK0255 je součástí vybavení samotného objektu a nachází se na spodním líci dřevěné mostovky, na podélné ose mostu v polovině rozpětí (Obr. 52).



Obr. 52 - strunový tenzometr (Ahlborn almemo FKA0255) na spodním líci konstrukce



Dva snímače dráhy byly umístěny na ložiska za účelem změření čistého průhybu v polovině rozpětí konstrukce. Ostatní dva snímače dráhy byly umístěny do poloviny rozpětí mostu. Jeden do polohy podélné osy konstrukce, druhý do krajního bodu. Tyto snímače sloužily k měření samotného průhybu. Stejně jako strunový tenzometr, i snímače dráhy byly umístěny na spodní líc dřevěné mostovky. Konkrétní rozmístění snímačů je schématicky vyobrazeno na Obr. 53. Žlutě vyznačeny jsou snímače dráhy, zeleně je vyznačen strunový tenzometr.



Obr. 53 - umístění snímačů při zatěžovací zkoušce

### 3.7.4 Průběh zkoušky

Průběh zatěžovací zkoušky je schématicky znázorněn na Graf 1.

V počátečním stavu, tedy v čase  $t=0$  je byla konstrukce nezatížena, respektive zatížena pouze vlastní tíhou. V tomto stavu byly skalibrovány veškeré používané měřicí přístroje, aby bylo dosaženo co nejpřesnějších výsledků.

V další fázi bylo na konstrukci umístěno zatěžovací vozidlo do zatěžovacího stavu 1 (viz kap. 3.7.2). Takto bylo vozidlo ponecháno na konstrukci po dobu  $t_1$ . Po odstranění zatěžovacího vozidla ze zatěžovacího stavu 1 byla konstrukce ponechána nezatížená po dobu  $t_0$ . Následně

byly dvě zatěžovací vozidla umístěny do polohy zatěžovacího stavu 2 (kap. 3.7.2) a opět ponechány staticky po dobu  $t_2$ . Po odstranění zatěžovacích vozidel ze zatěžovacího stavu 2 byla zatěžovací zkouška ukončena.

Jednotlivé výše popsané časové úseky byly v tomto konkrétním případě následující:

- $t_0 = 190$  s
- $t_1 = 380$  s
- $t_2 = 500$  s



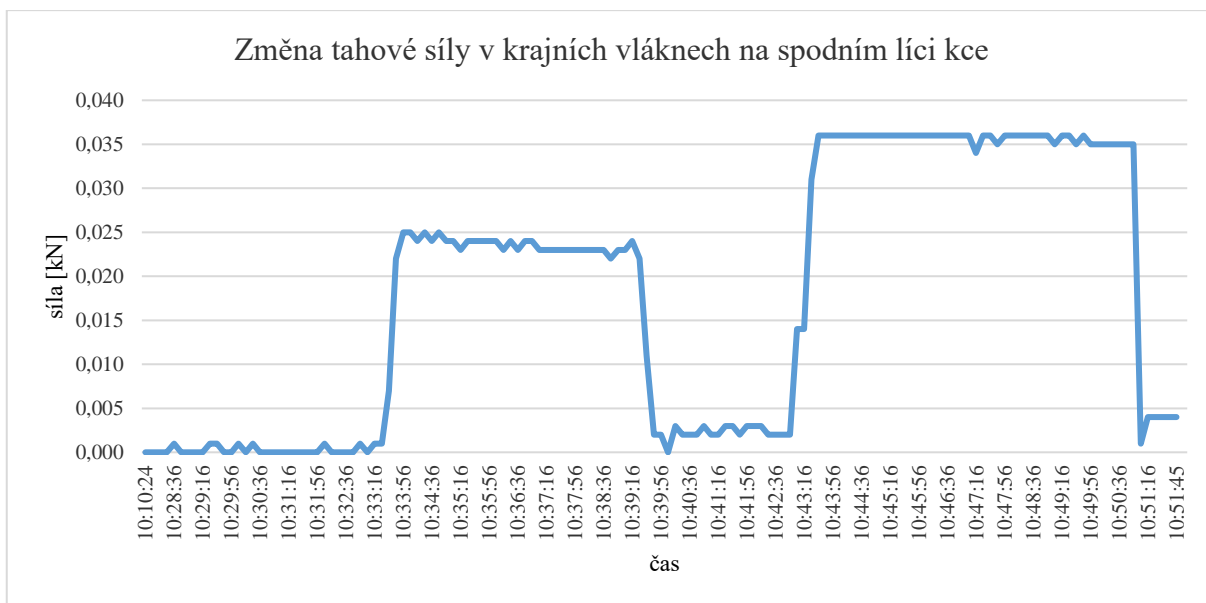
Graf 1- Průběh zatěžovací zkoušky

Po celou dobu trvání byly snímače dráhy i změny síly nastaveny tak, aby snímaly s časovým krokem 10 s.

### 3.7.5 Výsledky zatěžovací zkoušky

Po provedení zkoušky a zpracování dat ze všech snímačů byla vytvořena série grafů popisující chování testované konstrukce během zatěžovací zkoušky.

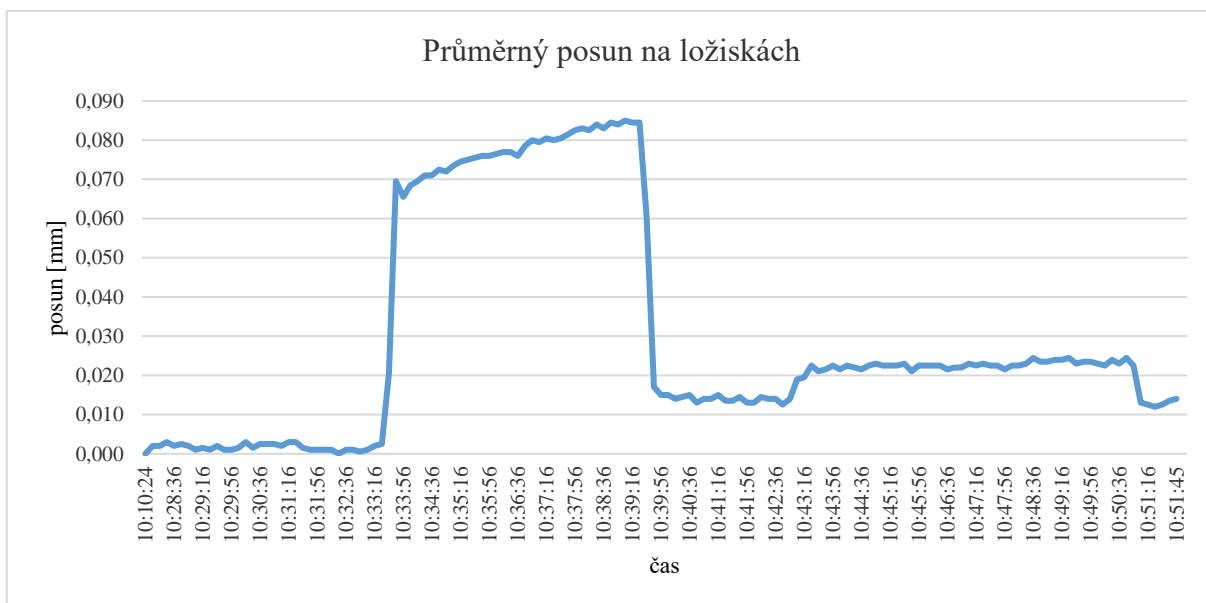
Graf 2 vyobrazuje naměřená data pomocí strunového tenzometru. Konkrétně popisuje nárůst tahové síly v krajních vláknech LLD trámu na spodním líci mostovky v kN. Při prvním zatěžovacím stavu došlo k maximálnímu nárůstu tahové síly o 0,025 kN. Při druhém zatěžovacím stavu došlo k o něco vyššímu nárůstu, konkrétně 0,036 kN.



Graf 2 - změna tahové síly v krajních vláknech na spodním líci konstrukce

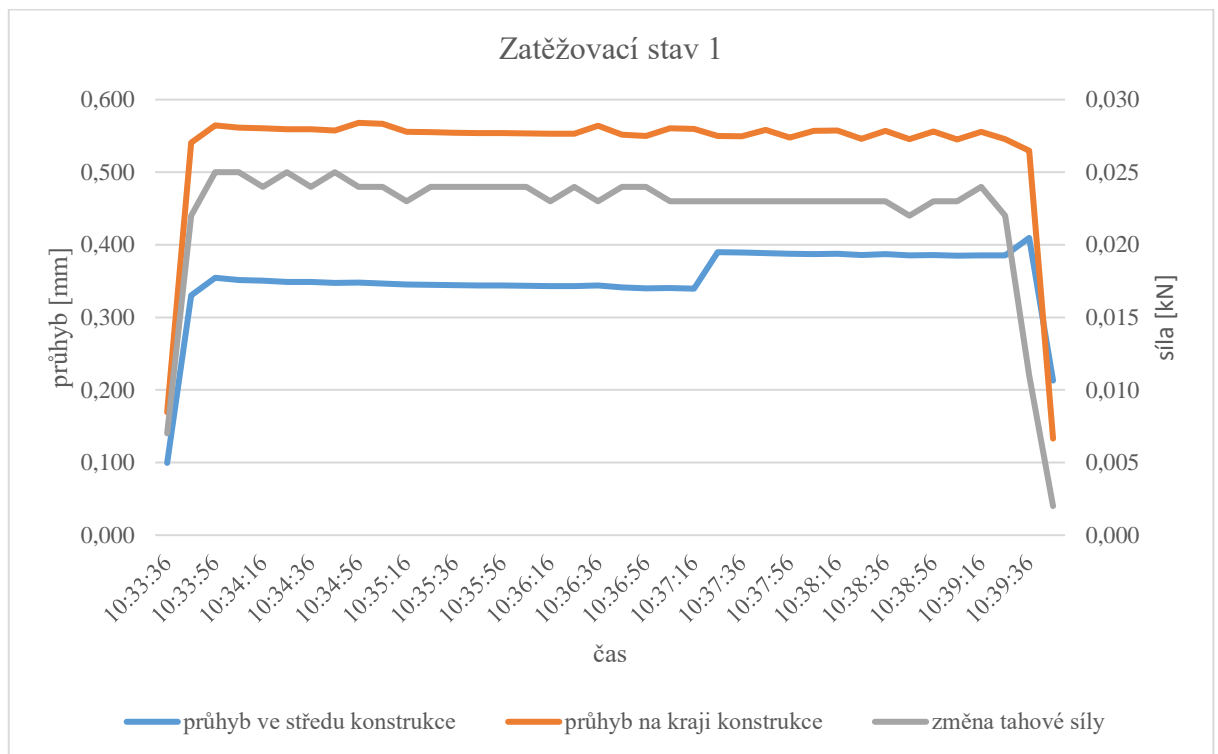
Graf 3 popisuje průměrný posun obou snímačů na ložiskách v mm. Popisuje tedy o kolik se lamelová mostovka zatlačila do elastomerového úložného ložiska. Díky elastickému charakteru materiálu ložisek dochází během zatěžovacího stavu 1 k postupnému nárůstu posunu. Nízká hodnota posunu při druhém zatěžovacím stavu je dána tím, že přední nápravy zatěžovacích vozidel se nacházely mimo konstrukci. V bezprostřední blízkosti ložisek se tedy nenacházel žádný zdroj zatížení, k přílišnému posunu zde tedy nedocházelo.

Přestože se jedná o zcela marginální hodnoty posunu, pro přesné zjištění průhybu uprostřed konstrukce je třeba tyto hodnoty odečíst od hodnot naměřených příslušnými čidly.



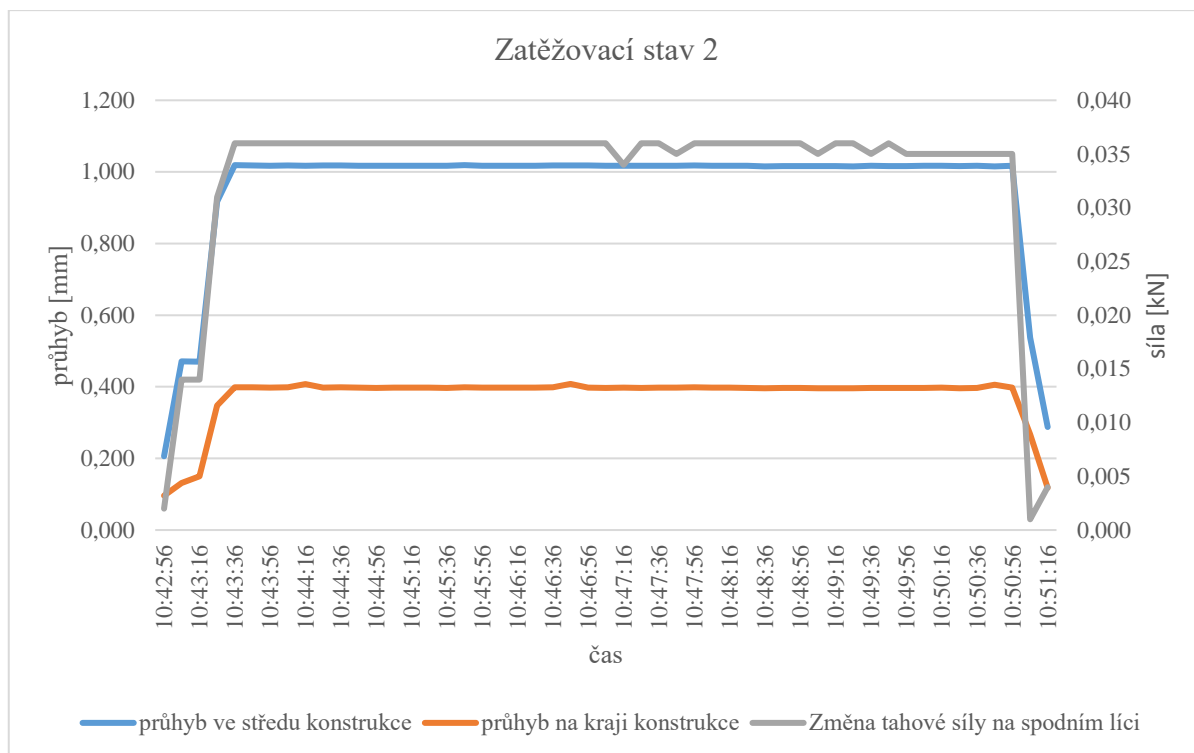
Graf 3 - průměrný posun na ložiskách

Čisté průhyby v měřených bodech konstrukce jsou znázorněny v Graf 4. Graf znázorňuje závislost průhybů konstrukce na změně tahové síly v podélné ose mostu. Z grafu je čitelné, že v průběhu tohoto zatěžovacího stavu došlo k výraznějšímu průhybu na kraji konstrukce. Tento fakt je dán zejména umístěním zatěžovacího vozidla, které bylo situováno co možná nejbližší kraji vozovky. Maximální naměřený průhyb dosahuje hodnot okolo 0,55 mm, jedná se tedy o zcela minimální deformaci.



Graf 4 - čistě průhyby při zatěžovacím stavu 1

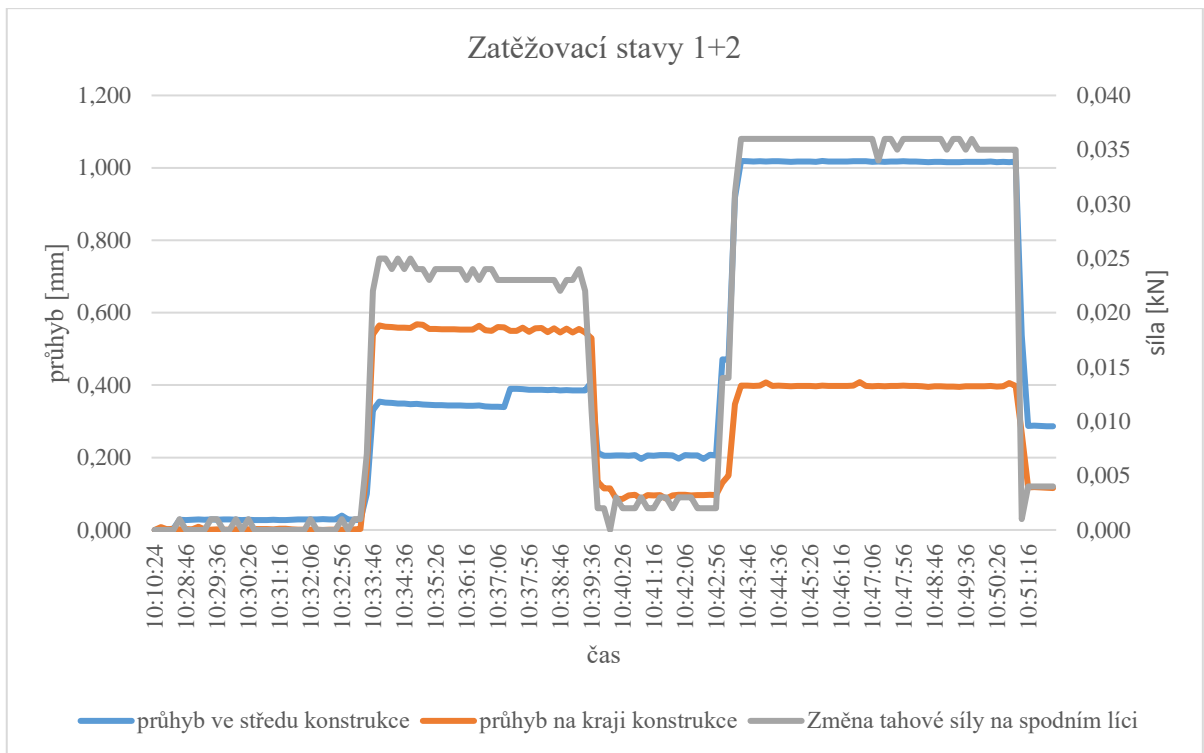
Graf 5 dále popisuje průhyby během druhého zatěžovacího stavu. V tomto případě byla konstrukce vystavena vyššímu zatížení, z čehož plynou i vyšší hodnoty průhybu. Oproti prvnímu zatěžovacímu stavu, v tomto případě došlo k výraznějšímu průhybu ve středu konstrukce. Tento fakt je dán mimojiné umístění zatěžovacích vozidel přímo na podélnou osu mostu.



Graf 5 - čisté průhyby při zatěžovacím stavu 2

Chování a deformace konstrukce po dobu trvání celé zkoušky popisuje Graf 6. Z tohoto grafu je jasné, že k nejvyšším hodnotám průhybu došlo při druhém zatěžovacím stavu, což bylo díky numerickému výpočtu v kapitole 3.5 očekáváno.

Maximální vypočtený dovolený průhyb byl stanoven na 18 mm. Konstrukce při maximálním zatížení projevila průhyb přibližně pouhý 1 mm. Je tedy zřejmé, že při zatížení řešeného mostu hmotností přibližně 35 tun jsou způsobeny pouze velice malé svislé deformace.



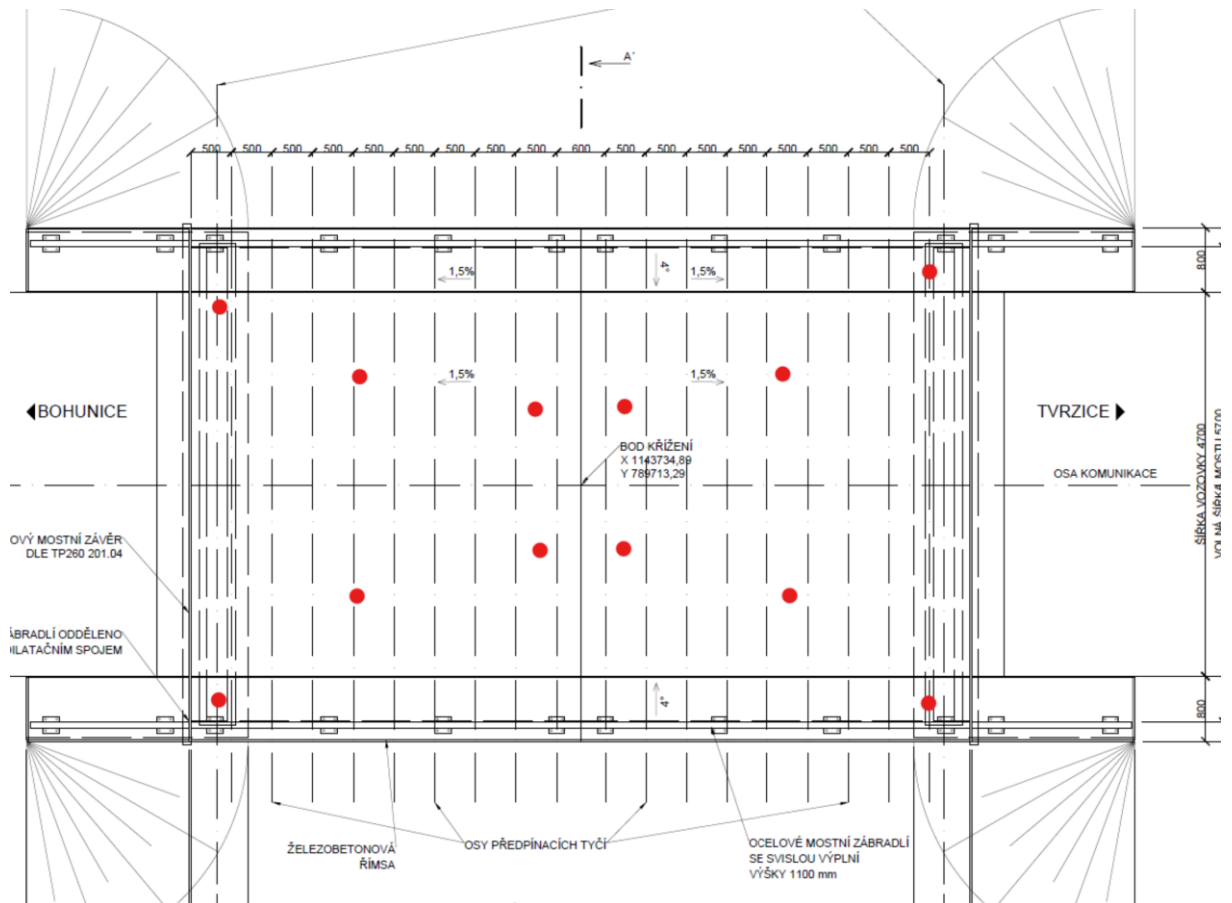
Graf 6 - čisté průhyby během zatěžovací zkoušky

Z provedené zatěžovací zkoušky plynou následující závěry:

- Zatížení konstrukce hmotností 35 tun nedošlo k výrazným svislým deformacím ani k viditelným poškozením, vzniku trhlin nebo jiných pro mechanickou odolnost důležitých zjevných událostí.
- Naměřené hodnoty ukazují, že konstrukce velmi dobře plní požadavky na mechanickou odolnost a stabilitu.
- Výsledné hodnoty zatížitelnost mostního objektu na základě provedené zatěžovací zkoušky odpovídají těmto hodnotám – normální 35 t.

### 3.8 Analýza vlhkostních parametrů

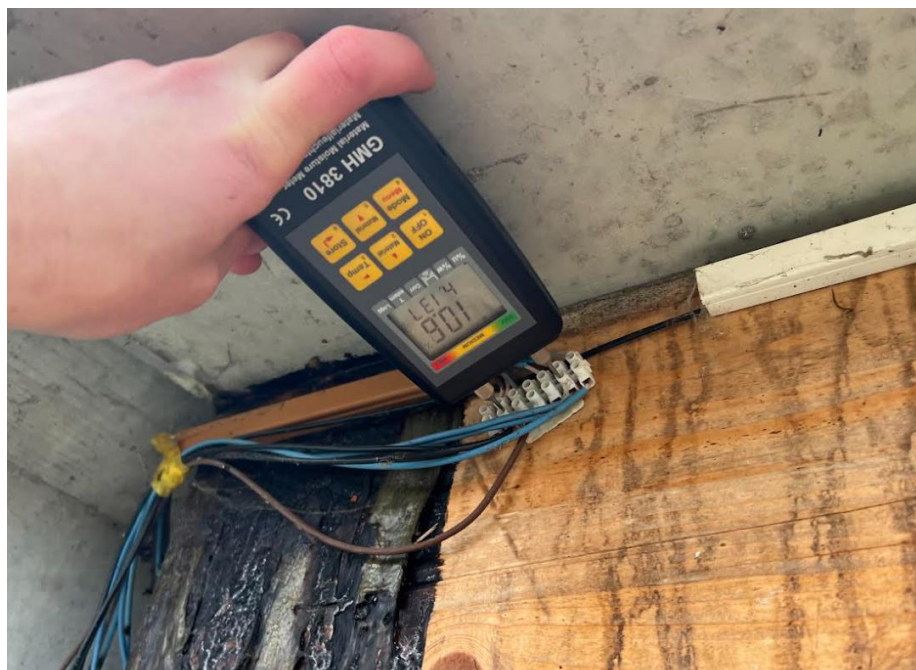
Konstrukce je vybavená serií čidel, které snímají její aktuální vlhkost. Celkem 12 čidel je umístěné napříč nosnou konstrukcí mostu. Jejich rozmístění je schématicky vyobrazeno na Obr. 54. Čidla jsou umístěna mezi dřevěnou LLD mostovkou a pořížděnou železobetonovou deskou.



Obr. 54 - rozmístění vlhkostních čidel.

K odečítání jednotlivých vlhkostí je využíváno odporového vlhkoměru Greisinger GMH 3810 (Obr. 55). V každém rohu konstrukce je od tří příslušných čidel vyvedena svorkovnice (Obr. 56), ze které vlhkoměr hodnoty odečítá.





Obr. 55 odečítání vlhkosti konstrukce odporovým vlhkoměrem GMH 3810 (zdroj: vlastní)



Obr. 56 - umístění svorkovnice k odečítání vlhkosti. (zdroj: vlastní)

Vlhkosti byli ručně odečítány při devíti různých příležitostech od realizace projektu do současnosti v následujících datech:

- 31.8.2020,
- 8.9.2020,
- 25.11.2020,
- 22.4.2021,
- 20.9.2021,

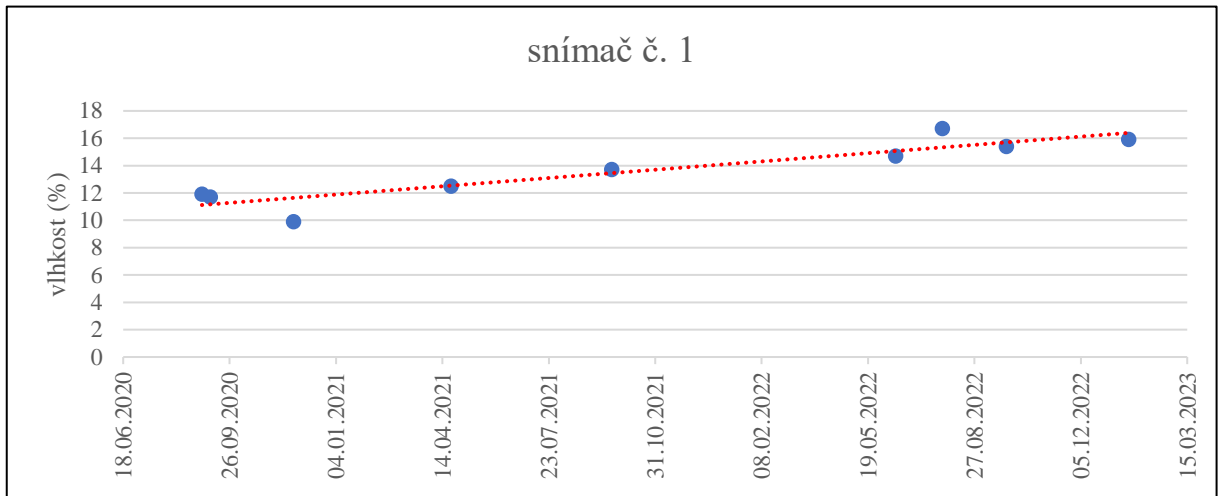
- 14.6.2022,
- 28.7.2022,
- 26.9.2022,
- 19.1.2023.

Naměřené hodnoty jsou uvedeny v Tabulka 11. Z některých čidel při různých měření nebylo možné data z různých důvodů odečíst, tyto hodnoty jsou v tabulce zvýrazněny šedou barvou a označeny symbolem „X“. Červěně zvýrazněné hodnoty jsou lokální výchylky, ke kterým mohlo dojít například zatečením vody do svorkovnice, což vede ke zkreslení výsledků měření. Tyto hodnoty byly do analýzy zahrnuty, je však třeba je brát v potaz. Hodnoty z čidla číslo 12 z technických důvodů není možno trvale odečítat.

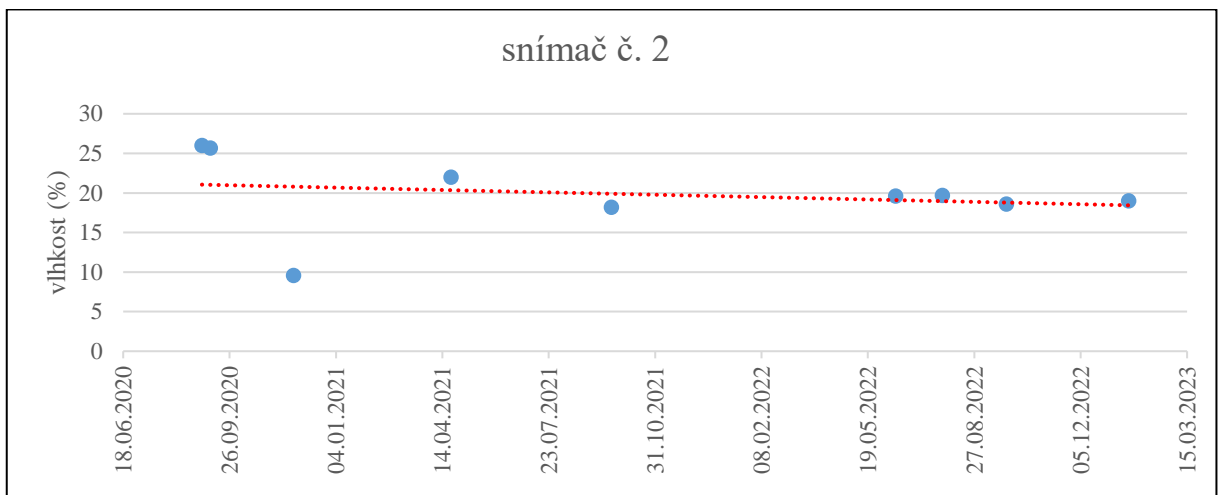
	<b>31.8. 2020</b>	<b>8.9. 2020</b>	<b>25.11. 2020</b>	<b>22.4. 2021</b>	<b>20.9. 2021</b>	<b>14.6. 2022</b>	<b>28.7. 2022</b>	<b>26.9. 2022</b>	<b>19.1. 2023</b>
<b>1</b>	11,9	11,7	9,9	12,5	13,7	14,7	16,7	15,4	15,9
<b>2</b>	26	25,7	9,6	22	18,2	19,6	19,7	18,6	19
<b>3</b>	17,9	17,5	12,4	16	30,5	25,7	21,4	57,2	26,2
<b>4</b>	12,4	12,2	9,9	15,7	X	14,1	11,8	11,9	8,7
<b>5</b>	18,5	13,3	14,9	17,2	13,3	17,7	40,3	15,4	14,8
<b>6</b>	22,2	40,1	34,3	19,7	16,7	18	X	17,2	17,7
<b>7</b>	X	9,3	9,7	12,2	10,2	10,8	6	7,5	8,5
<b>8</b>	X	13,6	10,8	12,6	10,5	13,1	7,1	11,9	12,3
<b>9</b>	13,2	17	11,5	14,6	12,5	X	7,7	13,2	13,9
<b>10</b>	17,3	X	12,2	15,7	7,5	14,6	12,3	14,5	12,6
<b>11</b>	X	X	X	X	X	16	15,3	14,4	14,9
<b>12</b>	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Tabulka 11 - Naměřené vlhkosti

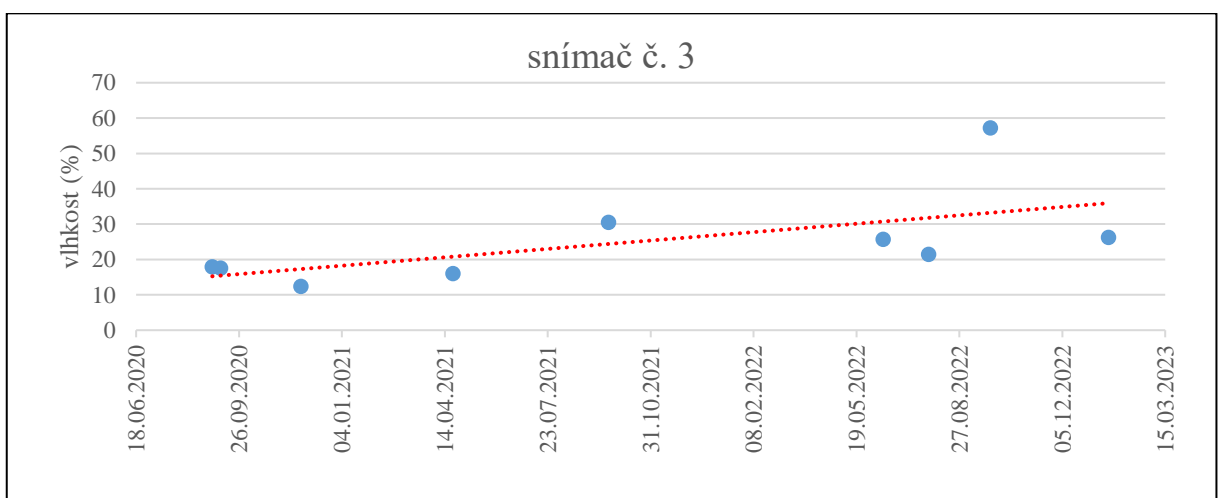
Pro každé čidlo byl vytvořen graf vývoje vlhkosti v čase. Jednotlivé grafy jsou přiloženy níže:



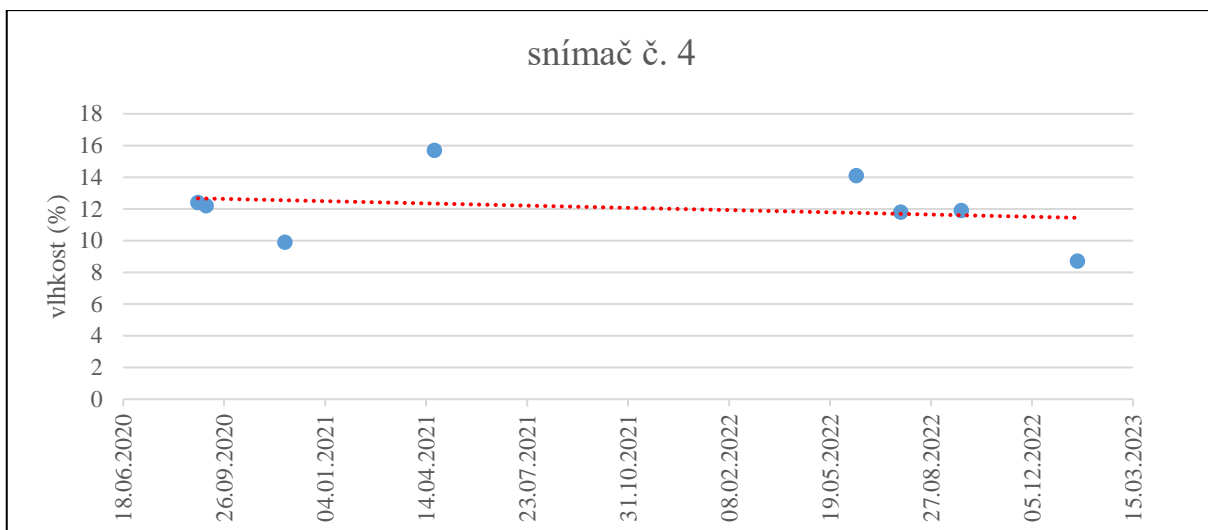
Graf 7 - naměřené vlhkosti na čidle 1



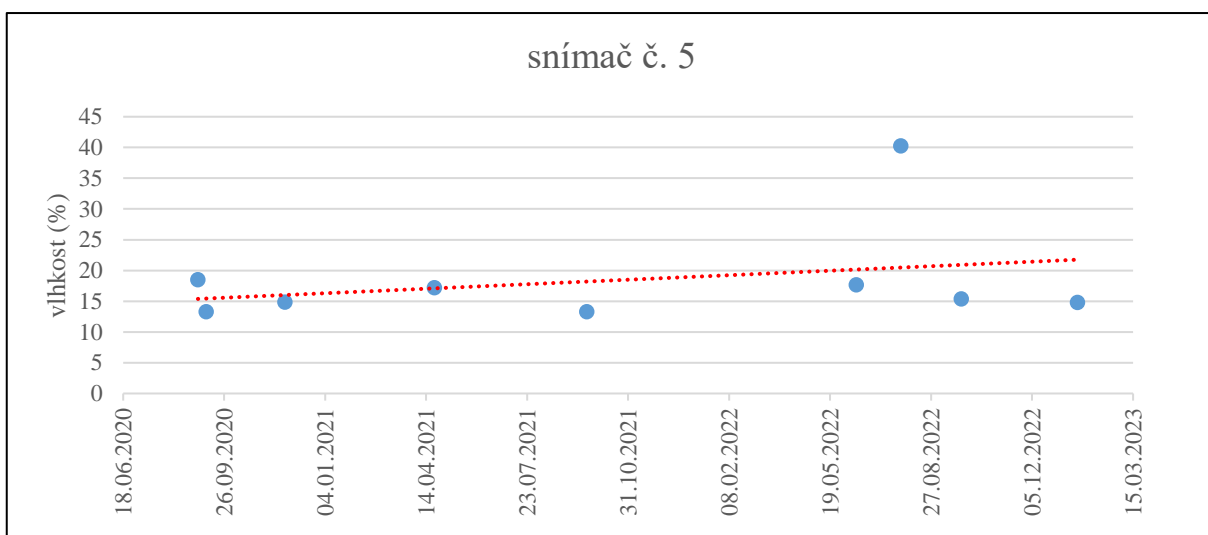
Graf 8 - naměřené vlhkosti na čidle 2



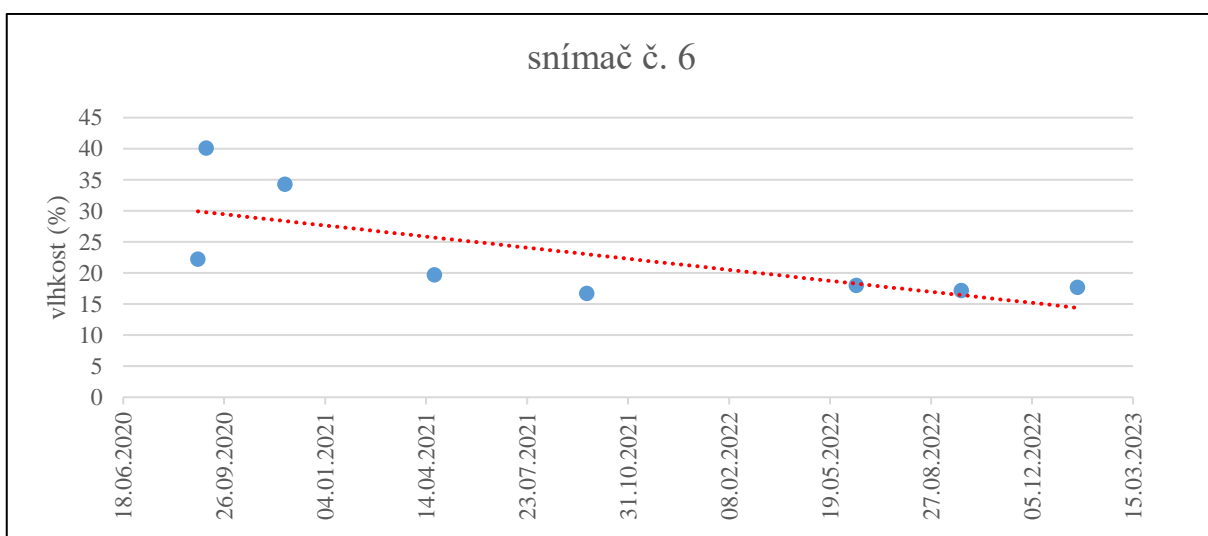
Graf 9 - naměřené vlhkosti na čidle 3



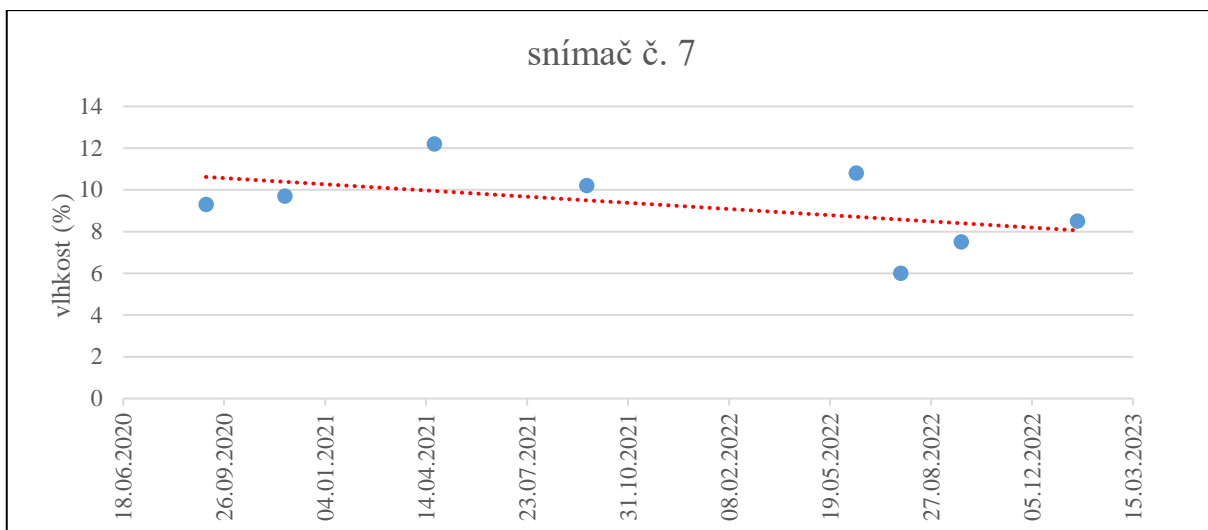
Graf 10 - naměřené vlhkosti na čidle 4



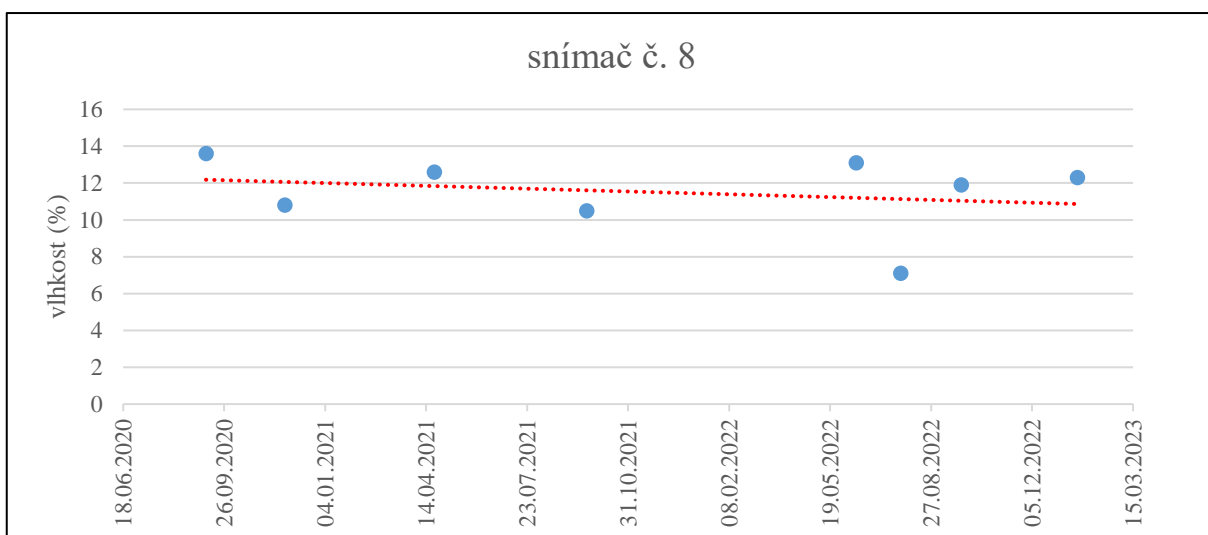
Graf 11 - naměřené vlhkosti na čidle 5



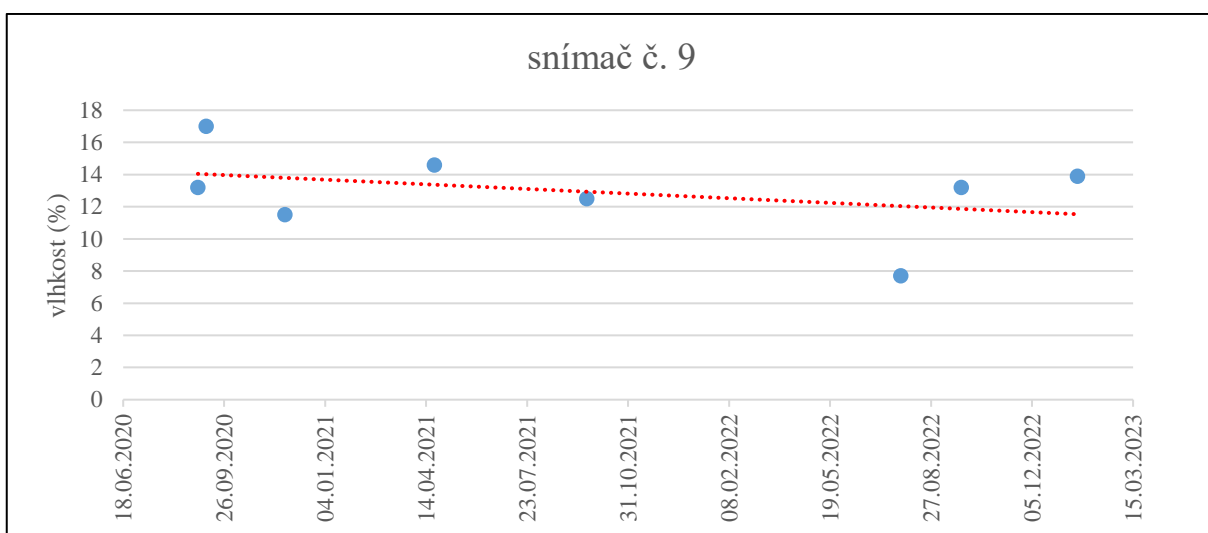
Graf 12 - naměřené vlhkosti na čidle 6



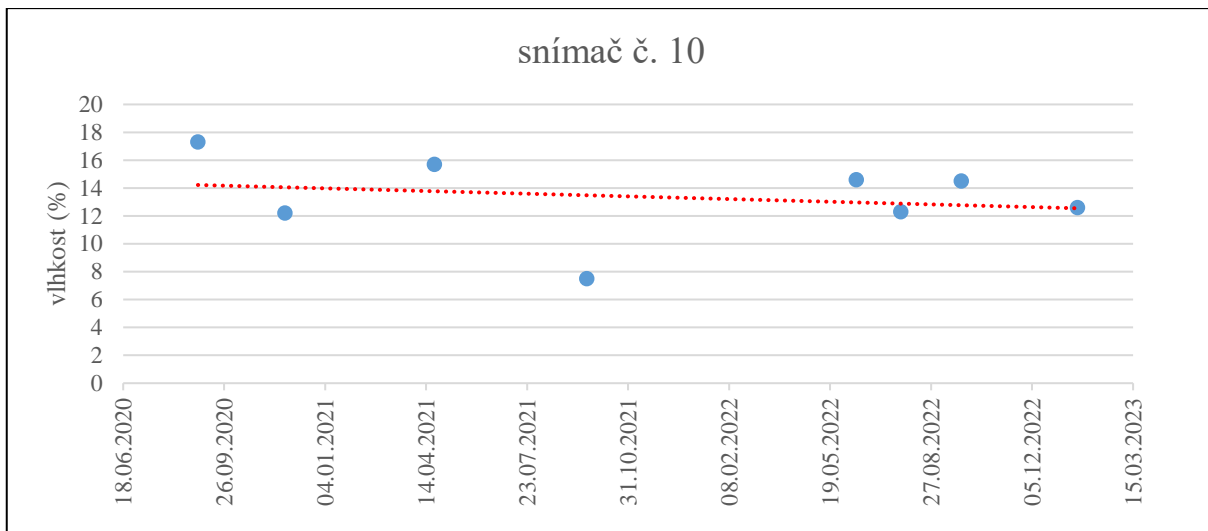
Graf 13 - naměřené vlhkosti na čidle 7



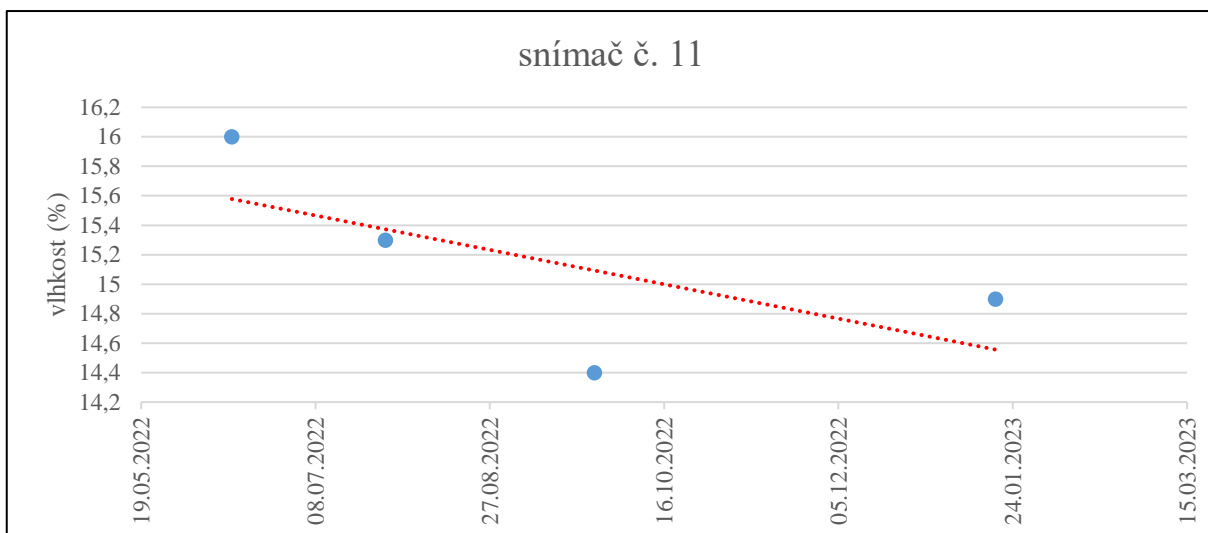
Graf 14 - naměřené vlhkosti na čidle 8



Graf 15 - naměřené vlhkosti na čidle 9

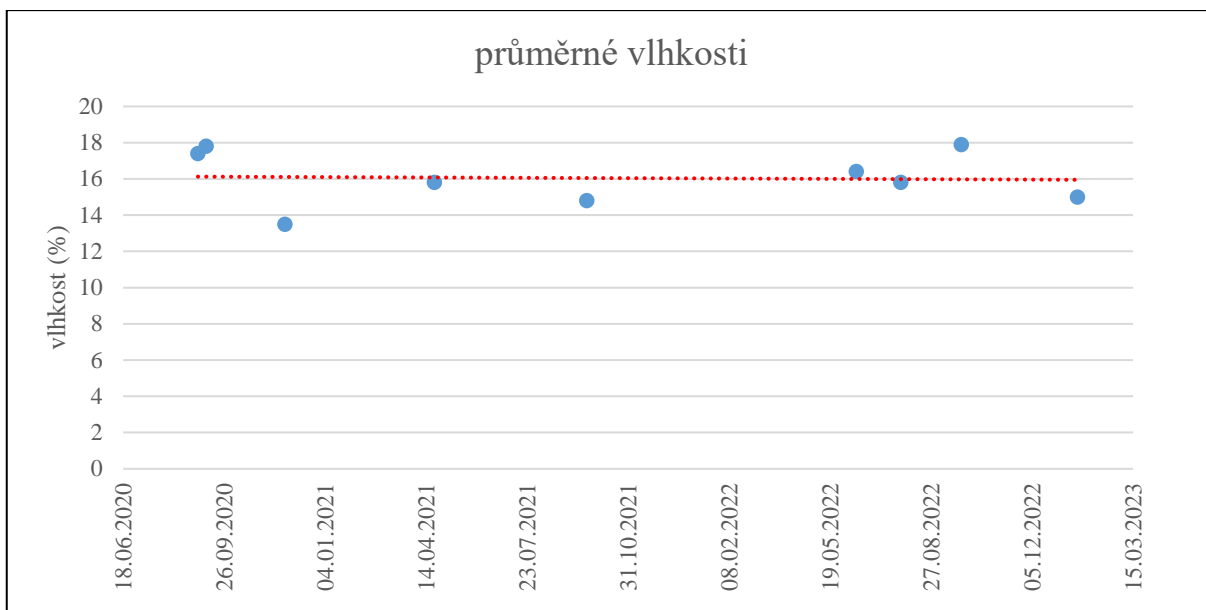


Graf 16 - naměřené vlhkosti na čidle 10



Graf 17 - naměřené vlhkosti na čidle 11





Graf 18 - Průměrné vlhkosti v čase

Na grafu 12 je znázorněn průběh zprůměrovaných hodnot naměřených v jednotlivých termínech. Ze spojnice trendu z grafu je jasně vidět, že vlhkost se dlouhodobě drží kolem hodnoty 16 %.

Jak bylo zmíněno v kapitole 3.1.2, hranice vlhkosti, při které může docházet k napadení dřevěných konstrukcí dřevokazným hmyzem, je 10 %. Udává se však, že naprostá většina zástupců této skupiny degradačních činitelů je aktivních až od hranice 20-25 %. Při vizuální prohlídce taktéž nebyly pozorovány žádné stopy napadení dřevokazným hmyzem, tudíž je možné tvrdit, že z tohoto hlediska je konstrukce v pořádku a napadení dřevokazným hmyzem není v blízké budoucnosti předpokládáno. Stejně tak není důvod k obavám i v případě dřevokazných hub, které jsou aktivní až při hodnotách vlhkosti 18 % a vyšší.

Současně hodnota vlhkosti 16 % není nijak zásadní ve smyslu ovlivnění mechanických vlastností konstrukce.

Závěrem je tedy možné tvrdit, že co se vlhkostních parametrů týče, zkoumaná konstrukce vykazuje v čase od realizace velmi dobré výsledky. Tento fakt má na svědomí zejména kvalitní konstrukční a chemická ochrana dřevěné nosné konstrukce.

### **3.9 Kalkulace nákladů na diagnostiku**

Mimo samotné diagnostiky byla vytvořena orientační kalkulace nákladů na provedenou diagnostiku za účelem vytvoření představy pro potenciální budoucí projekty.

Celkové náklady na provedenou diagnostiku byly stanoveny na hodnotu 407 103,93 Kč bez DPH. Většinu uvedených nákladů tvoří jednorázové náklady na nákup následujících měřících přístrojů a jejich montáž:

- odporový vlhkoměr Greisinger GMH 3810 (1 ks),
- snímač vlhkosti Ahlborn ALMEMO FHA 636MFS1 (12 ks),
- snímače dráhy Ahlborn ALMEMO FWA150T (4 ks),
- strunový tenzometr Ahlborn ALMEMO FKA (1 ks),
- datalogger ALMEMO 710 (1 ks),
- měřící pásmo (1 ks).

Orientační odhad nákladů na diagnostiku je obsahem přílohy 4.

## 5. Závěr

Cílem této diplomové práce bylo provést diagnostiku dřevo-betonového mostu v českých Bohunicích. V první části práce byla provedena literární rešerše v daném odvětví dřeva a jeho použití v mostním stavebnictví. V druhé části práce byla provedena samotná diagnostika mostu, která se skládala z třech hlavních částí: Vizuelní prohlídka a posouzení stavebního stavu, diagnostika vlhkostních parametrů v čase a zatěžovací zkouška.

V rámci zatěžovací zkoušky byl most vystaven zatížení cca 35 tun. V takto zatíženém stavu konstrukce vykazovala pouze minimální deformace a nebyly pozorovány žádné vizuelní porušení nosné konstrukce. Dá se tedy odhadovat, že daný most by byl schopen odolat i výrazně vyšší zátěži. Vzhledem k tomu, že povolená hmotnost vozidel, které mohou most k provozu využívat, je dopravním značením omezena na maximální hodnotu 12 tun se dá tvrdit, že mechanická odolnost není a do budoucna nebude omezující v použitelnosti.

Jak bylo v práci několikrát zmíněno, spíše než mechanická odolnost těchto mostů, kritická je trvanlivost dřeva v exteriérových podmínkách. Hygroskopický charakter dřeva představuje hrozbu v podobě kolísající vlhkosti a při nesprávném konstrukčním řešení může dojít k mnohonásobnému snížení životnosti a v extrémních případech až ke zhroucením konstrukcí vlivem působení degradačních činitelů, jejichž působení je úzce spjaté právě s vlhkostí dřeva. Z dat získaných dlouhodobým pozorováním vlhkosti uvnitř nosné konstrukce vyšlo najevo, že dlouhodobý průměr vlhkosti zabudovaného dřeva se pohybuje kolem hodnoty 16 % a dá se očekávat, že tento trend bude do budoucna pokračovat. Z kombinace této hodnoty vlhkosti a poznatků z vizuelní prohlídky dané konstrukce plyne, že z hlediska trvanlivosti vykazuje tento most velmi dobré výsledky a nic nenaznačuje tomu, že by tomu mělo být v blízké budoucnosti jinak.

V zahraničí již mají s mosty na dřevo-betonové bázi téměř stoleté zkušenosti a některé z realizovaných mostů již prokázaly životnost v řádu několika desítek let. Z výsledků této práce plyne, že doposud jediný dřevo-betonový most v České republice, využívající se k silniční dopravě, vykazuje od doby jeho realizace stejně pozitivní chování. Lze tedy bezpochyby tvrdit, že při kvalitním konstrukčním návrhu by bylo do budoucna možné dřevo-betonové mosty využít jako náhradu za současné mostní konstrukce, které se nachází v havarijním stavu. Bylo by tak dosaženo řešení, které je značně ekologičtější, časově méně náročné, ekonomicky kompetitivní a v neposlední řadě estetičtější.

## 6. Literatura

- BOHM, MARTIN; REISNER, JAN; BOMBA, JAN. *Materiály na bázi dřeva*. Praha: Česká zemědělská univerzita v Praze, fakulta lesnická a dřevařská, 2012. ISBN: 978-80-213-2251-6
- FOJTÍK, ROMAN; LOKAJ, ANTONÍN; JIŘÍ, GABRIEL. *Dřevěné mosty a lávky*. Informační centrum ČKAIT, Praha, 2017. ISBN: 978-80-88265-04-7
- KARMAZÍNOVÁ, MARCELA; SÝKORA, KAREL; ŠMAK, MILAN. *Konstrukce a dopravní stavby*, VUT-Brno Fakulta stavební (online). (cit. 7.10.2022). dostupné z: <https://adoc.pub/konstrukce-a-dopravni-stavby.html>
- GANDELOVÁ, LIBUŠE; HORÁČEK, PETR; ŠLEZINGEROVÁ, JARMILA. *Nauka o dřevě*. Mendelova univerzita v Brně, 2002. ISBN: 80-7157-577-1.
- BAIER, JAN; TÝN, ZDENĚK. *Ochrana dřeva*. 2. vydání. Praha: Grada publishing, 2001. ISBN: 80-247-0050-6
- PTÁČEK, PETR. *Ochrana dřeva*. Praha: Grada publishing, 2009. ISBN: 978-80-247-2326-6.
- KOLLMANN, FRANZ F.P.; KUENZI, EDWARD W.; STAMM, ALFRED. *Principles of wood science and technology*. New York: Springer-Verlag, 1975. ISBN: 0-387-060467-2.
- PASSERIN, VLADIMIR. *Ochrana drevených konštrukcií*. Bratislava: Alfa, 1983. ISBN: 63-119-83
- PERELYGIN, L.M. *Náuka o dreve*. Bratislava: Slovenské vydavateľstvo technickej literatúry, 1965. ISBN: 218699
- JOSEF, DUŠAN. *Dřevěné mosty v České a Slovenské republice*. Brno: BRNOKONSULT, 2008. ISBN: 978-80-904227-0-4
- ŠTEFKO, JOZEF; REINPRECHT, LADISLAV; KUKLÍK, PETR. *Dřevěné stavby: konstrukce, ochrana a údržba*. Bratislava: Jaga group, 2006. ISBN: 80-8076-043-8
- REINPRECHT, LADISLAV; PÁNEK, MILOŠ. *Trvanlivost a ochrana dřeva*. Praha, Česká zemědělská univerzita v Praze, 2016. ISBN: 978-80-213-2660-6
- RITTER, MICHAEL A. *Timber bridges. Design, construction, inspection and maintenance*. Washington: forest products laboratory, 1990.

- CROCETTI, ROBERTO. *Timber bridges: General issues with particular emphasis on Swedish typologies*. In: Internationales Holzbau-Forum IHF, 2012/4
- MEIERHOFER, ULRICH A. *Timber bridges in Central Europe, yesterday, today, tomorrow*. In: Proc. Of the national conference on wood transportation structures. 1996.
- JUTILA, AARNE. *Findings and points of interest of the Nordic Timber bridge projects*. In: International Holzbau-Forum, 2003.
- DIAS, A; SKINNER, J; CREWS, K; TANNERT, T. *Timber-concrete-composites increasing the use of timber in construction*. Berlin: Springer-Verlag, 2015. DOI 10.1007/s00107-015-0975-0
- DIAS, A. *Analysis of the nonlinear behavior of timberconcrete connections*. In: ASCE J struct eng, 2012
- CECCOTTI, A. *Composite concrete-timber structures*. In: ASCE J struct eng, 2002.
- KLÍR, J. *Vady dřeva*. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1981.
- OGRIN, A; HOZJAN, T. *Timber-Concrete Composite Structural Elements: Engineered Wood Products for Construction* [ONLINE]. 2022 Apr 28; dostupné z: <http://dx.doi.org/10.5772/intechopen.99624>
- Vlastnosti dřeva / Mezistromy.cz. *Lesnicko-dřevařský vzdělávací portál* [online]. Copyright 2023. [citace: 20.3.2023]. Dostupné z: <https://www.mezistromy.cz/vlastnosti-dreva-a-drevostaveb/vlastnosti-dreva>
- RODRIGUEZ, N.J.; DIAS, A; PROVIDENCIA, P. *Timber-concrete composite bridges: State-of-the-art review*. Coimbra: BIORESOURCES, 2013. 6630-6649
- FRAGIACOMO, M; GREGORI, A.; XUE, J; DEMARTINO, C; TOSO, M. *Timber-concrete composite bridges: three case studies*. Chang'an: Periodical offices of Chang'an university, 2018. [online] citace 20.3.2023. dostupné z: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2095756418304574>
- STEPHAN, K; KUHLMANN, U. *Vereinfachter Ermüdungsnachweis von Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken mit Kernen*. Innsbruck: Holzbauspezial Brückenbau, 2014
- ČSN EN 335-1(490080). *Trvnalivost dřeva a materiálů na jeho bázi. Definice tříd. Ohrožení biologickým napadením. Část 1: Všeobecné zásady*.

- ČSN EN 490060-1. *Ochrana dřeva-základní ustanovení-část 1: chemická ochrana*. Praha: český normalizační institut, 1997.
- ČSN EN 1995-1-2: *Navrhování dřevěných konstrukcí, část 1-2: Obecná pravidla-Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. Praha: Český normalizační institut, 2006
- ČSN 73 6221. *Prohlídky mostů pozemních komunikací*. Praha, český normalizační institut, 2018.
- ČSN 73 6222: *Zatížitelnost mostů pozemních komunikací*. Praha, český normalizační institut, 2013.
- ČSN 73 6209: *Zatěžovací zkoušky mostních objektů*. Praha: český normalizační institut, 2019.
- ČSN EN 1995-1-1: *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí-část 1-1: obecná pravidla-společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: český normalizační institut, 2006.
- ČSN EN 1995: *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí-část 2: mosty*. Praha: český normalizační institut, 2006.



## **Seznam příloh**

PŘÍLOHA 1 – VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

PŘÍLOHA 2 – STATICKÝ POSUDEK- MSÚ

PŘÍLOHA 3 – STATICKÝ POSUDEK - MSP

PŘÍLOHA 4 – ORIENTAČNÍ KALKULACE NÁKLADŮ NA DIAGNOSTIKU

## Seznam ilustrací

OBR. 1 - GRAF ROVNOVÁŽNÉ VLHKOSTI DŘEVA .....	15
OBR. 2 - PONTE DEGLI ALPINI Z 16. STOLETÍ .....	24
OBR. 3 - RHEINBRUCKEN IN SCHAFFHAUSEN Z 18. STOLETÍ.....	24
OBR. 4 - ŽELEZNIČNÍ MOST V BRITSKÉM MOORSWATER Z 19. STOLETÍ.....	25
OBR. 5 - OBLOUKOVÝ MOST V NORSKÉM TYNSET Z ROKU 2001.....	26
OBR. 6 - ZAVĚŠENÝ MOST VE ŠVÉDSKU .....	26
OBR. 7 - NÁZVOSLOVÍ MOSTNÍCH OBJEKTŮ.....	27
OBR. 8 - DŘEVĚNÁ TRÁMOVÁ LÁVKA PŘES SILNICI I. TŘÍDY .....	28
OBR. 9 - PŘÍHRADOVÁ LÁVKA V ČESKÝCH BUDEJOVICÍCH.....	29
OBR. 10 - PLNOSTĚNNÝ OBLOUKOVÝ MOST SE SPODNÍ MOSTOVKOU. ....	30
OBR. 11 - PŘÍKLAD ZAVĚŠENÉHO DŘEVĚNÉHO MOSTU.....	31
OBR. 12 - PLODNICE TRÁMOVKY PLOTNÍ.....	32
OBR. 13 - ZÁVISLOST VZNIKU DELAMINACE NA ADSORPCI VLHKOSTI A ZŮSTATKOVÉM NAPĚTÍ.....	34
OBR. 14 - ZÁVISLOST VZNIKU DELAMINACE NA DESORPCI VLHKOSTI A ZŮSTATKOVÉM NAPĚTÍ .....	34
OBR. 15 - VÝVOJ PROCENTUÁLNÍHO OBSAZENÍ DŘEVO-BETONOVÝCH MOSTŮ .....	36
OBR. 16 - TYPY SPŘAŽENÍ POUŽÍVANÝCH PRO DŘEVOBETONOVÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE .....	37
OBR. 17 - SPŘAHOVACÍ VRUTY SFS VB .....	37
OBR. 18 - TUHÝ SPOJ SPŘAŽENÍ MEZI DŘEVEM A BETONEM POMOCÍ PROFILOVÁNÍ DŘEVĚNÝCH PRVKŮ.....	38
OBR. 19 - DŘEVO-BETONOVÁ LÁVKA V BENEŠOVĚ.....	39
OBR. 20 - LÁVKA V BENEŠOVĚ PŘED SPŘAŽENÍM DŘEVĚNÝCH TRÁMŮ S BETONOVOU DESKOU. ....	39
OBR. 21 - MONTÁŽ DŘEVO-BETONOVÉ LÁVKY NA MĚLNÍKU.....	40
OBR. 22 - BOHUNICKÝ DŘEVO-BETONOVÝ MOST.....	40
OBR. 23 - VIZUALIZACE DŘEVO-BETONOVÉHO MOSTU V NĚMECKÉM LOHMAR SCHIFFARTH.....	41
OBR. 24 - DŘEVO-BETONOVÝ MOST V NĚMECKÉM LOHMAR SCHIFFARTH TVOŘÍ DOMINANTU KRAJINY. ....	41
OBR. 25 - DŘEVO-BETONOVÝ MOST V PORTUGALSKÉM QUIAIOS. ....	42
OBR. 26 - ČÁSTĚČNĚ DŘEVO-BETONOVÝ MOST VE FINSKU .....	42
OBR. 27 - SITUACE ŘEŠENÉ KONSTRUKCE .....	43
OBR. 28 - SITUACE ŘEŠENÉ KONSTRUKCE .....	44
OBR. 29-DŘEVĚNÁ ČÁST NOSNÉ KONSTRUKCE-LLD MOSTOVKA S PŘIPRAVENÝMI SPŘAHOVACÍMI VRUTY .....	45
OBR. 30 -ROZMĚRY POUŽITÝCH SPŘAHOVACÍCH VRUTŮ .....	45
OBR. 31 - SCHÉMA ROZMÍSTĚNÍ SPŘAHOVACÍCH VRUTŮ PO LLD MOSTOVCE .....	46
OBR. 32 - ULOŽENÍ LLD MOSTOVKY NA ELASTOMEROVÉ LOŽISKO .....	46
OBR. 33 - ROZNÁŠENÍ SOUSTŘEDĚNÝCH ZATÍŽENÍ UVNITŘ DŘEVO-BETONOVÉ MOSTOVKY .....	48
OBR. 34 - ZATĚŽOVACÍ STAV 1 - ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE JEDNÍM ZATĚŽOVACÍM VOZIDLEM .....	50
OBR. 35 - ZATĚŽOVACÍ STAV 2 - ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE DVĚMI ZATĚŽOVACÍMI VOZIDLY .....	51
OBR. 36 - SCHÉMATICKO ZOBRAZENÍ GAMA METODY ÚČINNÉHO PRŮŘEZU DLE ČSN 1995-1-2 .....	51
OBR. 37 - MAXIMÁLNÍ OHYBOVÝ MOMENT M.....	54
OBR. 38 - MAXIMÁLNÍ POSOUVAJÍCÍ SÍLA V .....	55
OBR. 39 - ULOŽENÍ LLD MOSTOVKY NA ELASTOMEROVÉ LOŽISKO .....	57

OBR. 40 – OCHRANA ČELNÍCH PLOCH LLD PRVKŮ.....	58
OBR. 41 - NARUŠENÉ TĚSNĚNÍ DILATAČNÍ SPÁRY .....	59
OBR. 42 - SPOJOVACÍ PROSTŘEDKY VYKAZUJÍ ZNÁMKY REZnutí. ....	60
OBR. 43 - SMOLNÍKY NA LLD TRÁMECH TVOŘÍCÍ NOSNOU KONSTRUKCI MOSTU .....	61
OBR. 44 - SCHÉMATICKÉ ZNÁZORNĚNÍ ZATĚŽOVACÍHO VOZIDLA-TATRA 815 .....	66
OBR. 45 - SCHÉMA ROZLOŽENÍ HMOTNOSTÍ ZATĚŽOVACÍHO VOZIDLA SKRZE JEDNOTLIVÉ NÁPRAVY.....	66
OBR. 46 - PODÉLNÉ UMÍSTĚNÍ ZATĚŽOVACÍHO VOZIDLA V ZATĚŽOVACÍ SITUACI 1 .....	67
OBR. 47 - PŘÍČNÉ UMÍSTĚNÍ ZATĚŽOVACÍHO VOZIDLA V ZATĚŽOVACÍ SITUACI 1.....	68
OBR. 48 - SKUTEČNÉ UMÍSTĚNÍ ZATĚŽOVACÍHO VOZIDLA V ZATĚŽOVACÍ SITUACI 1.....	68
OBR. 49 - PODÉLNÉ UMÍSTĚNÍ ZATĚŽOVACÍCH VOZIDEL V ZATĚŽOVACÍ SITUACI 2 .....	69
OBR. 50 - PŘÍČNÉ UMÍSTĚNÍ ZATĚŽOVACÍCH VOZIDEL V ZATĚŽOVACÍ SITUACI 2 .....	69
OBR. 51 - SKUTEČNÉ UMÍSTĚNÍ ZATĚŽOVACÍCH VOZIDEL V ZATĚŽOVACÍ SITUACI 2.....	70
OBR. 52 - STRUNOVÝ TENZOMETR (AHLBORN ALMEMO FKA0255) NA SPODNÍM LÍCI KONSTRUKCE.....	70
OBR. 53 - UMÍSTĚNÍ SNÍMAČŮ PŘI ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠCE.....	71
OBR. 54 - ROZMÍSTĚNÍ VLHKOSTNÍCH ČIDEL.....	77
OBR. 55 ODEČÍTÁNÍ VLHKOSTI KONSTRUKCE ODPOROVÝM VLHKOMĚREM GMH 3810.....	78
OBR. 56 - UMÍSTĚNÍ SVORKOVNICE K ODEČÍTÁNÍ VLHKOSTI.....	78

## Seznam tabulek

TABULKA 1 - MECHANICKÉ VLASTNOSTI DOMÁCÍCH DŘEVIN .....	17
TABULKA 2 - ZMĚNA MECHANICKÝCH VLASTNOSTÍ DŘEVA PŘI ZMĚNĚ VLHKOSTI O 1% .....	18
TABULKA 3 - TŘÍDY OHROŽENÍ DŘEVA BIOTICKÝMI ŠKŮDCI DLE ČSN EN 49 0600-1 .....	22
TABULKA 4 - PŘIROZENÁ TRVANLIVOST VYBRANÝCH DŘEVIN DLE ČSN EN 49 0600-1 .....	22
TABULKA 5 - ŠÍŘKA A PRO URČENÍ ÚČINNÉ ŠÍŘKY NOSNÍKU .....	48
TABULKA 6 - RONÁŠECÍ ÚHEL PRO URČENÍ ÚČINNÉ ŠÍŘKY NOSNÍKU .....	49
TABULKA 7 - VÝPOČET STÁLÉHO ZATÍŽENÍ .....	50
TABULKA 8 - STATICKÉ POSUDKY .....	55
TABULKA 9 - KLASIFIKAČNÍ STUPNĚ STAVEBNÍHO STAVU DLE ČSN 73 6221:2018 .....	63
TABULKA 10 - STUPNĚ POUŽITELNOSTI MOSTU DLE ČSN 73 6221:2018 .....	64
TABULKA 11 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI .....	79

## Seznam grafů

GRAF 1 - PRŮBĚH ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY .....	72
GRAF 2 - ZMĚNA TAHOVÉ SÍLY V KRAJNÍCH VLÁKNECH NA SPODNÍM LÍCI KONSTRUKCE.....	73
GRAF 3 - PRŮMĚRNÝ POSUN NA LOŽISKÁCH.....	73
GRAF 4 - ČISTÉ PRŮHYBY PŘI ZATĚŽOVACÍM STAVU 1 .....	74
GRAF 5 - ČISTÉ PRŮHYBY PŘI ZATĚŽOVACÍM STAVU 2 .....	75
GRAF 6 - ČISTÉ PRŮHYBY BĚHEM ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY .....	76
GRAF 7 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 1 .....	80
GRAF 8 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 2 .....	80
GRAF 9 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 3 .....	80
GRAF 10 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 4 .....	81
GRAF 11 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 5 .....	81
GRAF 12 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 6 .....	81
GRAF 13 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 7 .....	82
GRAF 14 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 8 .....	82
GRAF 15 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 9 .....	82
GRAF 16 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 10 .....	83
GRAF 17 - NAMĚŘENÉ VLHKOSTI NA ČIDLE 11 .....	83
GRAF 18 - PRŮMĚRNÉ VLHKOSTI V ČASE .....	84