

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**

**Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí**



**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

**Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného silničního  
mostu**

**Bc. Tomáš Dejmek**

**2021**

**Vedoucí diplomové práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.**





## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Dejmek	Jméno: Tomáš	Osobní číslo: 458947
Zadávající katedra: Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

### II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného silničního mostu	
Název diplomové práce anglicky: The analysys of the reason of the defects of the cable-stayed bridge	
Pokyny pro vypracování: Zhodnocení experimentálního zjištění chování mostu, teplotního monitoringu a SZZ. Numerický model, jeho validace a analýza možných příčin. Porovnání s dokumentací a podklady. Kritické zhodnocení příčin poruch.	
Seznam doporučené literatury: ČSN EN 1991-2, ČSN EN 1993-2	
Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.	
Datum zadání diplomové práce: 21.9.2020	Termín odevzdání diplomové práce: 3.1.2021 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

1. 10. 2020	Podpis studenta(ky)
Datum převzetí zadání	



## Čestné prohlášení

Prohlašuji, že tato diplomová práce byla vypracována samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího práce doc. Ing. Pavla Ryjáčka, Ph.D. Dále prohlašuji, že veškeré podklady a normové předpisy, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 20. 12. 2020

.....

Tomáš Dejmek



## Poděkování

V první řadě bych velmi rád poděkoval svému vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Pavlovi Ryjáčkovi, Ph.D. za odborné vedení této práce, za koordinaci celého experimentálního měření a za veškerý čas strávený při konzultacích.

Také bych rád poděkoval i doc. Ing. Tomášovi Rotterovi, CSc. za vypracování znaleckého posudku, ze kterého vycházela celá analýza.

Velké poděkování také náleží prof. Ing. Michalovi Polákovi, CSc. a Ing. Tomášovi Plachému, Ph.D. za zpracování statické a dynamické zatěžovací zkoušky a za experimentální měření sil v závěsech.

Dále bych rád poděkoval Ing. Vojtěchovi Stančíkovi za měření a následné zpracování digitální korelace obrazu (DIC).

Rád bych také ocenil práci všech, kdo se podíleli na experimentálním měření, zejména doc. Ing. Jiřímu Litošovi, Ph.D. a celému kolektivu z experimentálního centra ČVUT.

Dále bych rád poděkoval i zúčastněným externím firmám. Jmenovitě poděkování patří firmě Nedoma a Řezník za provedení geodetických prací, firmě Advanced Engineering za detailní dynamickou analýzu čepů a firmě Ekola Group za měření a identifikaci hluku.

V poslední řadě bych velmi rád poděkoval svým rodičům Věře Dejmkové a Petrovi Dejmkovi a své přítelkyni Tereze Elichové za podporu během celého studia.





**Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného  
silničního mostu**

**The analysis of the reason of the defects of the  
cable-stayed bridge**



### Abstrakt:

Obsahem této práce je analýza příčin vzniku poruch silničního zavěšeného mostu. Analýza daného problému vychází z numerického modelování konstrukce a experimentálního měření v terénu. V rámci diplomové práce je vypracován výpočetní model, ve kterém je provedena parametrická studie jednotlivých vlivů. Dále se práce zabývá vyhodnocením chování mostu na základě experimentálního měření. Cílem práce je vyhodnotit možné příčiny poruch zavěšeného silničního mostu.

### Klíčová slova:

zavěšený most, poruchy, parametrická studie, experimentální měření

### Abstract:

The content of this work is an analysis of the causes of defects of the cable-stayed bridge. The analysis of the problem is based on numerical modeling of the structure and experimental measurements in the field. Within the diploma thesis is developed numerical model, in which is performed parametric study of individual influences. Furthermore, the work deals with the evaluation of the behavior of the bridge based on experimental measurements. The aim of the work is to evaluate the possible causes of failures of the cable-stayed bridge.

### Keywords:

suspension bridge, defects, parametric study, experimental measurements



## Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod.....</b>	<b>19</b>
<b>2</b>	<b>Protokol o podrobné prohlídce .....</b>	<b>20</b>
2.1	Identifikační údaje mostu .....	20
2.2	Celkový popis objektu .....	21
2.2.1	Základní údaje o mostu .....	21
2.2.2	Spodní stavba.....	24
2.2.3	Nosná konstrukce .....	25
2.2.4	Mostní svršek a vybavení .....	28
2.2.5	Postup výstavby.....	29
2.3	Vizuální prohlídka konstrukce.....	30
2.3.1	Popis poruch a závad .....	31
2.4	Návrh hodnocení stavebního stavu .....	33
<b>3</b>	<b>Rekapitulace poruch a současných poznatků.....</b>	<b>34</b>
3.1	Zjištěné závady konstrukce.....	34
3.2	Analýza projektové dokumentace.....	35
3.2.1	Zadávací dokumentace ZVS.....	35
3.2.2	Realizační dokumentace RDS .....	37
3.2.3	Výrobní dokumentace VTD .....	39
3.3	Dlouhodobý monitoring deformací .....	40
3.4	Provozní měření koncových táhel .....	43
<b>4</b>	<b>Cíle práce a metody jejich dosažení.....</b>	<b>45</b>
4.1	3D geodetický a teplotní monitoring .....	47
4.1.1	Poloha snímačů teplotní monitoring.....	47
4.1.2	Schéma měření geodetický monitoring.....	49
4.1.3	Schéma měření podélné deformace konstrukce .....	49
4.1.4	Shrnutí zajímavých výsledků monitoringu.....	50
4.2	Statická a dynamická zatěžovací zkouška .....	55
4.2.1	Přehled sledovaných míst při statické a dynamické zatěžovací zkoušce .....	55
4.2.2	Popis statické zatěžovací zkoušky.....	57
4.2.3	Dynamické přejezdy vozidel .....	60

4.2.4	Shrnutí hlavních výsledků statické a dynamické zatěžovací zkoušky	60
4.3	Stanovení sil v závěsech pomocí frekvenční metody	65
4.3.1	Popis měření	65
4.3.2	Výsledky měření	66
4.3.3	Shrnutí výsledků	67
4.4	Zjištění stavu poškození táhel a čepu	68
4.5	Dynamická analýza čepu koncového táhla	71
4.5.1	Popis výpočetního modelu	71
4.5.2	Výsledky analýzy	73
4.5.3	Shrnutí numerické analýzy	75
4.6	Měření hluku za účelem identifikace jeho zdroje	76
4.6.1	Schéma a postup měření	76
4.6.2	Výsledky měření	77
4.6.3	Shrnutí výsledků	77
<b>5</b>	<b>Numerický model</b>	<b>78</b>
5.1	Popis modelu	79
5.1.1	Spodní stavba	79
5.1.2	Hlavní nosná konstrukce	80
5.2	Interakce nosné konstrukce s podložím	85
5.2.1	Modul horizontální reakce podloží	85
5.2.2	Skupinový účinek pilot	87
5.2.3	Výsledné tuhosti podloží	96
5.3	Materiálové charakteristiky	99
5.3.1	Přehled použitých materiálů	99
5.3.2	Konstrukční ocel	99
5.3.3	Ocelové závěsy	99
5.3.4	Betonová deska	100
5.3.5	Dobetonávka koncových příčníků	100
5.3.6	Spodní stavba	100
5.3.7	Vozovka	100
5.3.8	Římsové chodníky	101
5.3.9	Betonový parapet	101
5.4	Průřezové charakteristiky prutových prvků	101

5.5	Deskové prvky .....	102
5.5.1	Spodní stavba.....	102
5.5.2	Betonová deska.....	104
5.6	Vlastnosti použitých linků .....	108
5.6.1	Tuhá vazba.....	109
5.6.2	Ložiska opěry .....	109
5.6.3	Koncová táhla .....	111
5.6.4	Ložiska-pylony .....	112
5.6.5	Montážní podpěra .....	114
5.6.6	Poškozená táhla .....	114
5.7	Rozbor zatížení .....	117
5.7.1	Vlastní tíha.....	117
5.7.2	Ostatní stálé zatížení.....	119
5.7.3	Předpětí závěsů .....	120
5.7.4	Montážní zatížení .....	121
5.7.5	Teplota.....	123
5.7.6	Sedání konstrukce.....	126
5.7.7	Smrštění a dotvarování .....	136
5.7.8	Zatížení vozidly při statické zatěžovací zkoušce provedené po dokončení mostu.....	138
5.7.9	Zatížení vozidly při statické zatěžovací zkoušce provedené během experimentu .....	141
5.7.10	Zatížení vozidly při dynamických přejezdech.....	144
5.7.11	Zatížení soustavou referenčních vozidel .....	146
5.8	Popis fází výstavby .....	148
5.8.1	Fáze 1 - spodní stavba .....	148
5.8.2	Fáze 2 – ocelový rošt.....	149
5.8.3	Fáze 3 – betonáž etapa 1 .....	150
5.8.4	Fáze 4 – betonáž etapa 2.....	150
5.8.5	Fáze 5 – odbednění .....	150
5.8.6	Fáze 6 – změna uložení konstrukce.....	151
5.8.7	Fáze 7 – pylony .....	152
5.8.8	Fáze 8 až 32 – instalace závěsů .....	152

5.8.9	Fáze 33 – rektifikace 1 .....	153
5.8.10	Fáze 34 až 65 – instalace závěsů.....	154
5.8.11	Fáze 66 – odebrání montážní podpory .....	154
5.8.12	Fáze 67 – rektifikace 2 .....	154
5.8.13	Fáze 68 – betonáž pylonů .....	155
5.8.14	Fáze 69 – finální uložení .....	155
5.8.15	Fáze 70 – chodníkové římsy .....	155
5.8.16	Fáze 71 – nosníkový parapet.....	156
5.8.17	Fáze 72 – vozovka .....	156
5.8.18	Fáze 73 – dokončený most.....	156
5.8.19	Fáze 74 – současný stav .....	156
5.8.20	Přehled jednotlivých fází výstavby .....	157
5.9	Stanovení dynamických charakteristik modelu .....	158
<b>6</b>	<b>Validace a verifikace numerického modelu .....</b>	<b>159</b>
6.1	Validace modelu dokončeného mostu .....	160
6.1.1	Tenzometrické měření na závěsech při výstavbě.....	160
6.1.2	Statická zatěžovací zkouška provedená po dokončení mostu.....	162
6.1.3	Validace dle dynamické zatěžovací zkoušky.....	165
6.2	Verifikace modelu současného mostu.....	174
6.2.1	Statická zatěžovací zkouška provedená během experimentu .....	174
6.2.2	Stanovení sil v závěsech pomocí frekvenční metody .....	177
6.2.3	Dynamické přejezdy souprav vozidel .....	178
6.3	Shrnutí validace a verifikace modelu .....	185
<b>7</b>	<b>Parametrická analýza teplotních účinků.....</b>	<b>187</b>
7.1	Výchozí stav dokončeného mostu.....	187
7.1.1	Lokální souřadný systém .....	187
7.1.2	Průhyb hlavních nosníků.....	188
7.1.3	Deformace pylonů.....	188
7.1.4	Koncová táhla .....	189
7.2	Výsledky teplotní parametrické analýzy .....	190
7.2.1	Účinky rovnoměrné teploty .....	190
7.2.2	Účinky rovnoměrného ohřátí závěsů .....	207
7.2.3	Účinky nerovnoměrného ohřátí pylonů .....	208



7.2.4	Účinky nerovnoměrného ohřátí hlavních nosníků .....	211
<b>8</b>	<b>Parametrická analýza reologických změn betonu .....</b>	<b>214</b>
8.1	Výsledky parametrické analýzy reologických změn betonu .....	215
8.1.1	Průhyby hlavních nosníků .....	215
8.1.2	Normálová síla v koncových táhlech .....	217
8.1.3	Deformace v ložiscích na opěrách OP1 a OP4.....	220
8.1.4	Průhyb koncového příčnicku.....	226
<b>9</b>	<b>Parametrická analýza sedání konstrukce .....</b>	<b>227</b>
9.1	Výsledky parametrické analýzy sedání .....	228
9.1.1	Účinky reálného sedání .....	228
9.1.2	Účinky rovnoměrného sedání opěr.....	237
9.1.3	Účinky nerovnoměrného sedání opěr.....	240
9.1.4	Účinky nerovnoměrného sedání podpěr pylonů.....	242
<b>10</b>	<b>Analýza stlačení koncových táhel .....</b>	<b>245</b>
10.1	Výsledky parametrické analýzy stlačení koncových táhel .....	245
10.2	Reálný provoz na mostě.....	247
<b>11</b>	<b>Analýza poškození koncových táhel .....</b>	<b>248</b>
11.1	Výsledky analýzy poškození koncových táhel .....	248
11.1.1	Deformace v ložiscích na opěrách OP1 a OP4.....	249
11.1.2	Průhyb hlavních nosníků .....	250
11.1.3	Normálová síla koncových táhel .....	251
<b>12</b>	<b>Stanovení příčin vzniku poruch .....</b>	<b>252</b>
<b>13</b>	<b>Návrh koncepce opravy .....</b>	<b>255</b>
<b>14</b>	<b>Závěr.....</b>	<b>256</b>
<b>15</b>	<b>Použité normy a literatura .....</b>	<b>257</b>
<b>16</b>	<b>Zdroje obrázků.....</b>	<b>258</b>
<b>17</b>	<b>Seznam obrázků .....</b>	<b>259</b>
<b>18</b>	<b>Seznam tabulek.....</b>	<b>267</b>
<b>19</b>	<b>Seznam zkratk .....</b>	<b>270</b>
<b>20</b>	<b>Seznam příloh .....</b>	<b>270</b>



# 1 Úvod

Diplomová práce se zabývá analýzou příčin vzniku poruch u silničního zavěšeného mostu v Novém Bohumíně. Zadáni diplomové práce jsem si vybral z důvodu možnosti podílet se na řešení skutečného problému, při kterém bych mohl zhodnotit své znalosti a současně se naučit řadu nových poznatků. Dále mě motivoval i samotný problém, který je velmi specifický a nebyl do této doby řešen. Posledním důvodem volby byl i typ konstrukce mostu. Zavěšené mosty považují konstrukčně za velmi pohledné a současně staticky velmi efektivní.

Zavěšené mosty mají statický systém založený na pylonech, na kterých je zavěšena mostovka pomocí táhel. V důsledku toho dochází ke vzniku tahových reakcí u opěr. Řešení koncových oblastí závisí na konkrétním návrhu a může být různé. U zavěšeného mostu v Novém Bohumíně bylo navrženo uložení konstrukce pomocí dvou ložisek a dvou táhel.

Po dokončení konstrukce začaly být pozorovány problémy týkající se koncových oblastí mostu. Při přejezdu těžkých vozidel docházelo ke vzniku výrazných hlukových projevů. Následná prohlídka ukázala vznik vůlí u ložisek na opěrách. Bylo předpokládáno, že při zatížení krajních polí vozidly je překonána tahová rezerva koncových táhel a most dosedá na ložiska. Porucha byla poté opravena vypodložením ložisek s vidinou vyřešení problému. Po několika letech dalšího provozu se stejný problém začal opět projevovat. Na základě přetrvávajících problémů byl vytvořen znalecký posudek, který vypracoval doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc. a doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. V rámci posudku bylo poukázáno na nevhodné uložení konstrukce vedoucí k poškozování koncových táhel v důsledku přejezdů těžších vozidel. Dále bylo doporučeno provedení celkové analýzy pro zjištění možných příčin poruch.

Úvod diplomové práce popisuje zkoumanou konstrukci a shrnuje zjištěné poznatky znaleckého posudku. Dále se práce věnuje návrhu postupu řešení problému, při kterém byly zvoleny a určeny metody vedoucí k dosažení potřebných výsledků. Vzhledem k rozsahu, komplexnosti a odbornosti byla analýza řešena ve spolupráci celého kolektivu. V další části práce jsou postupně představeny a shrnuty nejzajímavější výsledky analýzy.

Mým úkolem v rámci diplomové práce bylo vytvoření podrobného výpočetního modelu v programu CSI Bridge, který byl následně validován a verifikován na základě experimentálního měření. Model byl použit při teoretické přípravě experimentálního měření a následně při provedení parametrické studie vlivů. Dále bylo v rámci diplomové práce vyhodnoceno chování konstrukce na základě teplotního a deformačního monitoringu. Závěr práce se zabývá celkovým zhodnocením analýzy a uvádí možné příčiny poruch. V souvislosti s tím je rámcově představena koncepce možné opravy.

# 2 Protokol o podrobné prohlídce

## 2.1 Identifikační údaje mostu<sup>1</sup>

Evid. číslo mostu	67-019
Název mostu	Most na silnici I/67 přes Bohumínskou stružku, trať ČD a ul. J. Palacha
Druh mostu	silniční
Pozemní komunikace	silnice I/67; km 0,287 450 – 0,430 650
Předmět přemostění	potok Bohumínská stružka, trať ČD, ul. J. Palacha
Umístění mostu	Nový Bohumín
Druh nosné konstrukce	zavěšená konstrukce se spřaženou ocelobetonovou mostovkou, uspořádání závěsů semi-harfové
Směrové poměry na mostě	nosná konstrukce ve směrovém i výškovém oblouku
Popis spodní stavby	2x železobetonová masivní opěra 2x předpjatá železobetonová podpora
Počet mostních otvorů	3
Světlost mostních otvorů kolmá	28,35 + 68,0 + 28,35 m
Délka přemostění	128,700 m
Rozpětí polí nosné konstrukce	30,0 + 70,0 + 30,0 m
Stavební výška	1,004 m
Úložná výška	0,806 m
Volná šířka mostu	13,0 m
Šířka mezi zvýšenými obrubami	8,0 m
Šířka chodníků	levostranný nouzový 1,25 m pravostranný veřejný 3,75 m
Výška nad terénem	9,20 m
Výška NK nad hadinou vody	6,50 m (nad Q100)
Šikmost mostu	100,0000g
Rok výstavby	2011
Zatížitelnost	normální 32 t výhradní 80 t výjimečná 196 t (v roce 2011 dle ČSN 73 6203/1986)

---

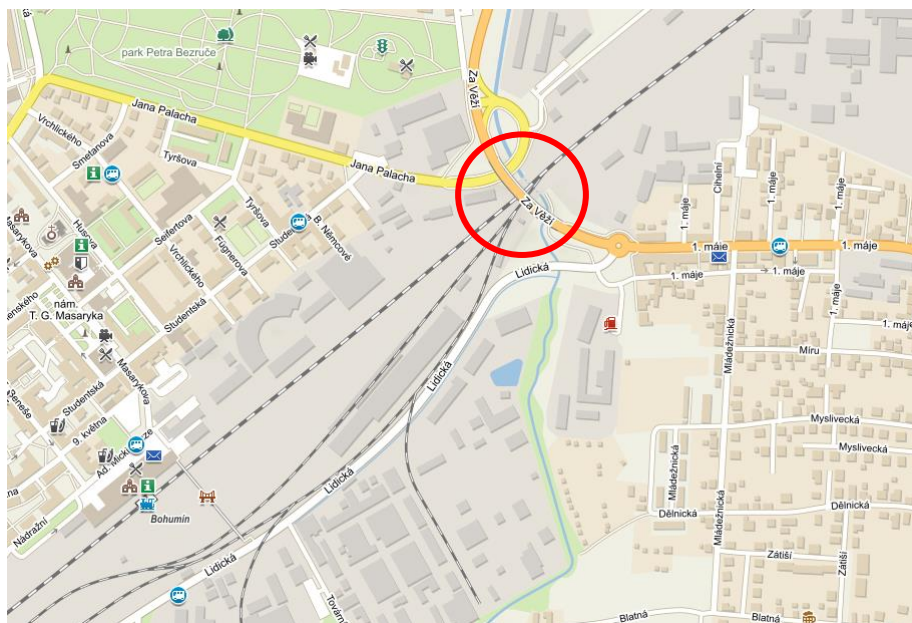
<sup>1</sup> Údaje jsou převzaty z mostního listu [2]

### 2.2 Celkový popis objektu

#### 2.2.1 Základní údaje o mostu

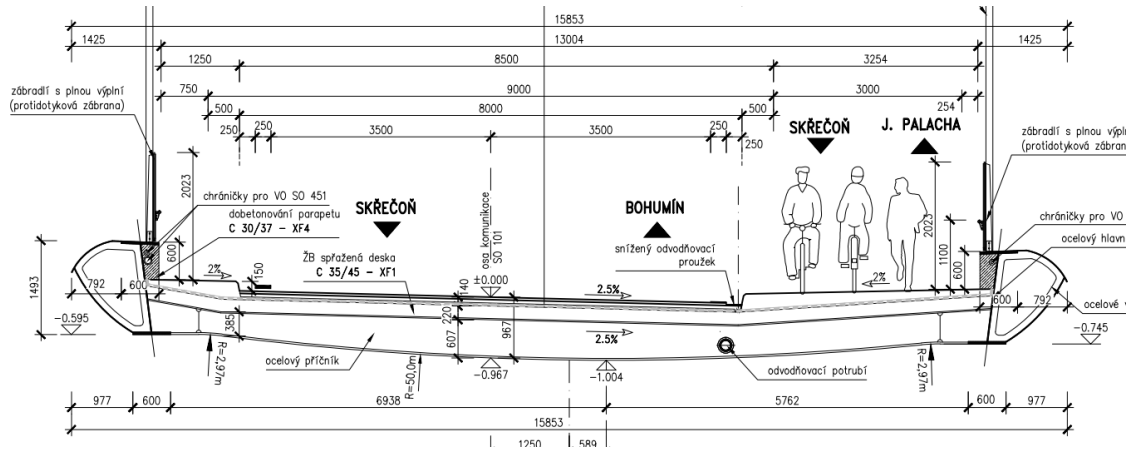
Silniční zavěšený most se nachází v Novém Bohumíně. Most je situován v intravilánu a převádí přeložku silnice číslo I/67 přes železniční trať Žilina – Přerov, ulici Jana Palacha a koryto Bohumínské stružky. Silnice číslo I/67 je označena jako místní sběrná komunikace MS 9/50 s jednostranným chodníkem a cyklostezkou. Volná šířka komunikace je 9,0 m a její návrhová rychlost odpovídá 50 km/h. Komunikace se v úseku mostu nachází v pravostranném směrovém oblouku o poloměru 256 m. Niveleta komunikace je vedena ve vrcholovém zakružovacím oblouku o poloměru 1200 m. Příčný sklon vozovky je pravostranný 2,5 %. Chodník s cyklostezkou o celkové šířce 3,0 m je umístěn vpravo souběžně s komunikací a její příčný sklon je 2 %. Na levé straně se nachází nouzový chodník o šířce 0,75 m s příčným sklonem 2 %. Celková volná šířka mostu je 13,0 m. [1], [4]

Z důvodu rozmístění přemostovaných překážek a celkového profilu terénu byla zvolena zavěšená konstrukce s nízkými pylony (extradosed). Hlavní nosná konstrukce je tvořena dvěma hlavními parapetními nosníky. Nosníky jsou zavěšeny na ocelové pylony pomocí závěsů v semiharfovém uspořádání. V příčném směru jsou hlavní nosníky propojeny pomocí ocelových příčníků v osové vzdálenosti 3 m. Na příčnicích se nachází sprážená železobetonová deska tloušťky 220 mm. Rozpětí polí nosné konstrukce je 30,0 + 70,0 + 30,0 m. Celková délka mostu je 140,3 m. [1], [4]

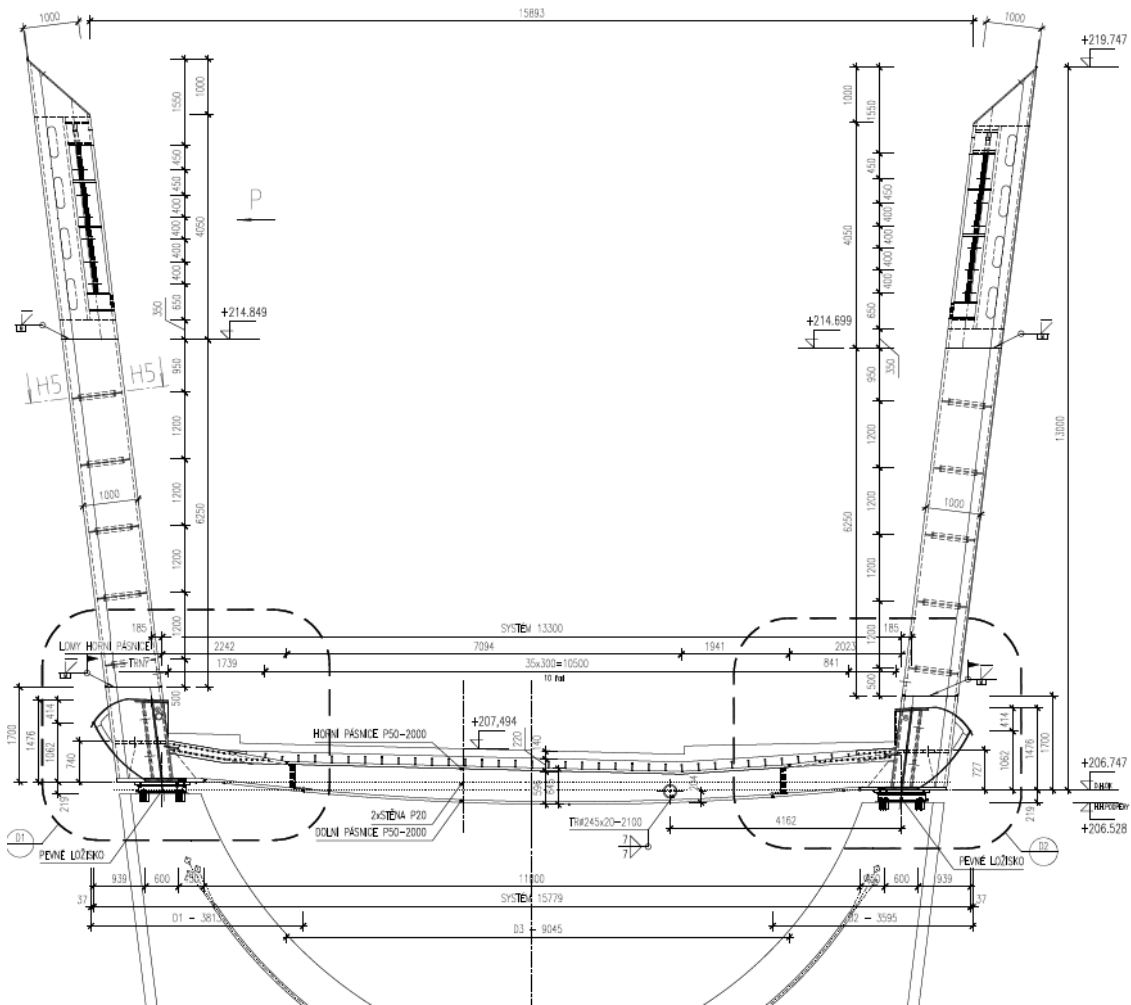


Obr. 1 Poloha mostu [32]

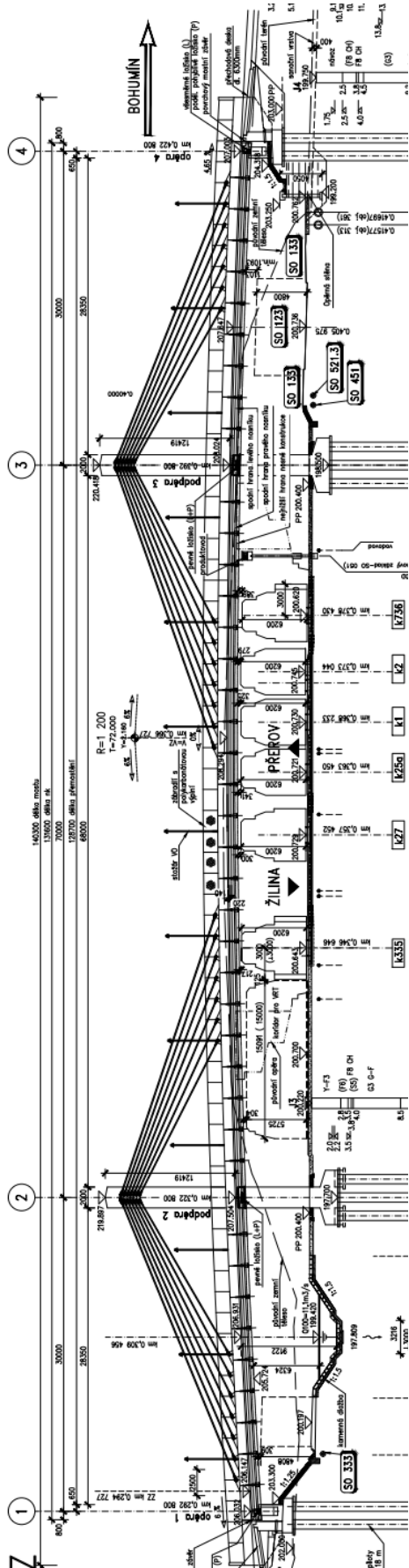
# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



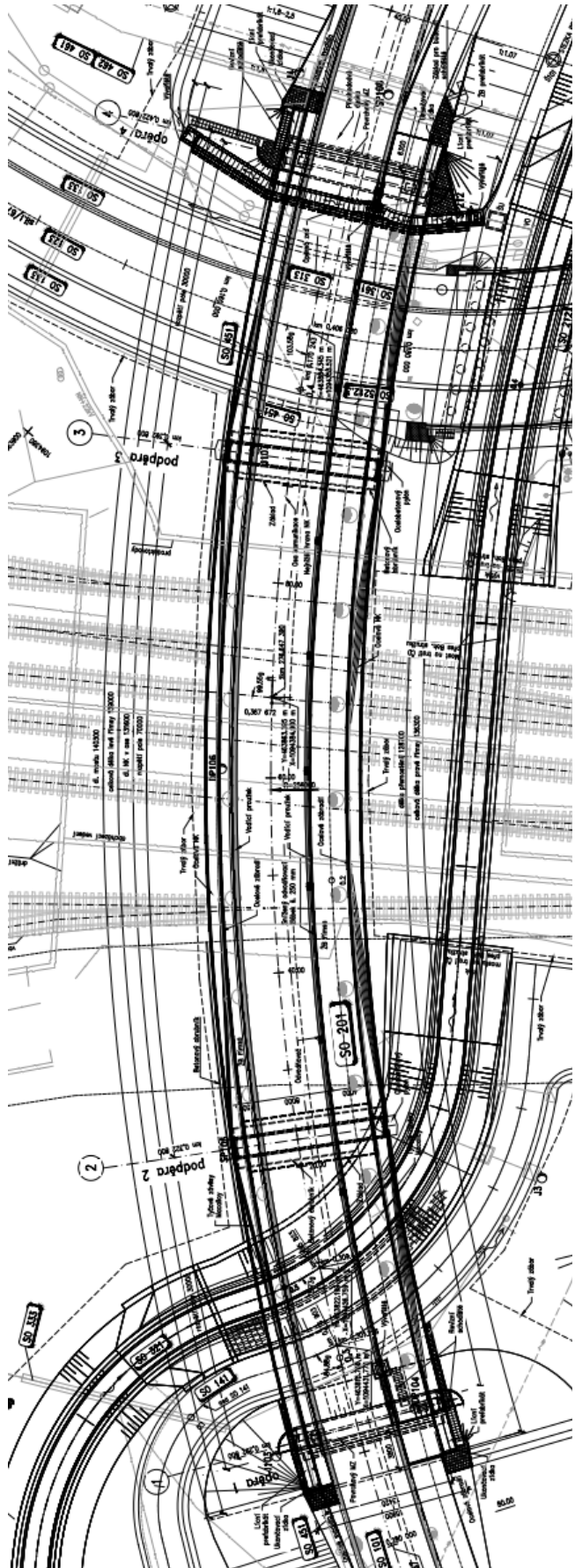
Obr. 2 Příčný řez mostu v poli [4]



Obr. 3 Příčný řez mostu nad podporou [4]



Obr. 4 Podélný řez mostu [4]



Obr. 5 Půdorys mostu [4]

### 2.2.2 Spodní stavba

Spodní stavba mostu je tvořena ze dvou masivních železobetonových opěr a dvou masivních železobetonových podpěr. Všechny části spodní stavby jsou založeny hlubinně pomocí velkopřůměrových pilot o průměru 900 mm. [1], [4]

Pilíře mají v příčném směru tvar písmene „U“ se zaoblenou vnitřní částí a se zkosením bočních stěn. Tloušťka pilíře je 2,0 m. Výška podpěry P2 je 7,10 m vpravo a 7,25 m vlevo. Výška podpěry P3 je vpravo 6,82 m a vlevo 6,97 m. Jako materiál podpěr a základů byl zvolen beton C 30/37 - XF2. Pro vyztužení byla použita klasická betonářská výztuž B500b. Podpěry jsou vzhledem ke svému tvaru namáhány příčnou vodorovnou silou směrem vně mostu, která je zachycena pomocí předpínací výztuže. V každé podpěře jsou umístěny dvě čtveřice 7 -mi lanových protisměrných kabelů  $\varnothing$  15,7 - Y1680S2 systému BBV. Betonáž podpěr byla provedena v celé výšce bez pracovní spáry. Pracovní spára se nachází pouze mezi pilířem a základem. [1], [4]

Železobetonové opěry mají atypický tvar. Při návrhu obou opěr byl tvar krajních opěr přizpůsoben vnitřním podpěrám. Úložný práh obou opěr je členěný na dva pilíře šířky 1,6 m, na kterých jsou umístěna ložiska. Tyto pilíře jsou monoliticky spojeny se závěrnou zdí s tloušťkou 900 mm a základovým pasem o šířce 1,6 m. Tvar pilířů je zešíkmený po výšce proměnný průřez odpovídající vnitřním podpěrám. V místě pod koncovým příčnickem je provedeno vybrání pilíře pro umístění koncových táhel. Toto vybrání vytváří kapsu pro ukotvení koncových táhel, která je v pohledu na opěru zakrytá plentovací zídka. Kotvení táhel je provedeno pomocí 4 HTP tyčí o průměru 36 mm. Při betonáži byly tyče osazeny do speciálních kotevních přípravků, aby byla zajištěna jejich nejpřesnější poloha. Mostní křídla vycházejí ze závěrné zdi a jejich boční líc pokračuje v zešíkmeném tvaru. Křídla jsou vytažena až do úrovně hlavních nosníků, na něž plynule navazují, a respektují jejich zaoblený tvar. Z důvodu tvarové náročnosti byla horní část křídel vyrobena předem jako prefabrikát. Dříky opěr jsou zhotoveny z betonu C30/37 - XF2, základy opěr z betonu C25/30 - XF2 a horní část závěrných zídek nad pracovní spárou a křídla z betonu C30/37 - XF4. Opěry jsou vyztuženy betonářskou výztuží B500b. [1], [4]



### 2.2.3 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce mostu je řešena pomocí ocelového roštu se spráženou železobetonovou deskou, která je zavěšena prostřednictvím závěsů na čtyři pylony. Ocelový rošt je tvořen dvěma podélnými hlavními nosníky, které jsou v příčném směru spojeny pomocí příčniců. Na příčnicích se nachází sprážená železobetonová deska. [1], [4]

Pro ocelové části hlavní nosné konstrukce vyrobené z oceli třídy S355 byl zvolen jakostní stupeň oceli dle tloušťky prvku. Pro plechy tloušťky  $\leq 35$  mm byla zvolena ocel třídy S355J2, pro plechy tloušťky 35-50 mm ocel třídy S355K2 a pro plechy tloušťky  $\geq 50$  mm ocel třídy S355NL. [1], [4]

Hlavní ocelové nosníky se nacházejí v osové vzdálenosti 13300 mm. V příčném směru jsou nosníky vůči sobě ve výškovém převýšení 150 mm. Hlavní nosníky mají svařovaný komorový průřez. Komorový průřez je složen se z I profilu a kapotáže na vnější straně mostu. Výška nosníku je 1493 mm. I profil je tvořen šikmou horní pásnicí (odklon od vodorovné  $2,3^\circ$ ), šikmou stojinou (odklon od svislice  $7,1^\circ$ ) a vodorovnou dolní pásnicí. Horní pásnice je tvořena plechem šířky 600 mm. Tloušťka plechu je proměnná po celé délce mostu, a to 35 mm, 40 mm a 50 mm. Odstupňování tloušťky horní pásnice je vždy směrem od pylonu a přechod je zalícován k hornímu povrchu. Stěna je tvořena plechem tloušťky 16 mm, pouze v oblasti napojení pylonů je tloušťka 30 mm. Dolní pásnice je také tvořena plechem šířky 600 mm. Tloušťka plechu dolní pásnice je 35 mm, 40 mm, 60 mm. Odstupňování tloušťky dolní pásnice je vždy směrem od pylonu a přechod je zalícován k dolnímu povrchu. Kapotáž byla vyrobena svařením ze dvou skružených plechů. Boulení hlavních nosníků je redukováno podélnými a příčnými výtuhami. Hlavní nosníky jsou vyrobeny z oceli třídy S355. [1], [4]

Příčnicí mají rozpětí 13,3 m a jsou vyvářeny mezi hlavní nosníky. V konstrukci jsou navrženy 3 druhy příčniců. Jedná se o typický příčník v poli, podporový příčník a koncový příčník. Příčnicí jsou v konstrukci umístěny v rastru převážně po 3 m prostorové křivky nivelety. Orientace příčniců v půdoryse je radiální ke směrovému zakružovacímu oblouku. V podélném řezu jsou pootočený od svislého směru dle nivelety komunikace. V příčném směru je tvar dolní pásnice všech příčniců shodný, kružnicovitě zaoblený. V místě napojení na hlavní nosníky je dolní pásnice příčníku zarovnána s dolní pásnicí hlavního nosníku, zatímco horní pásnice příčníku je připojena ke stěně hlavního nosníku, která je v tomto místě vyztužena lokálně zesíleným diafragmatem. Všechny příčnicí jsou vyrobeny z oceli třídy S355. [1], [4]

Průřez typického příčníku je tvaru nesymetrického svařovaného I profilu s proměnnou výškou. Výška příčníku se pohybuje v rozmezí od 380 do 630 mm s tloušťkou stěny 12 mm. Plech horní pásnice má šířku 200 mm a tloušťku 20 mm, plech dolní pásnice má šířku 350 mm a tloušťku 30 mm. Podporové příčnicí jsou navrženy jako svařované obdélníkové komorové profily s proměnnou výškou. Výška profilu příčníku se pohybuje v rozmezí od 510 mm do 660 mm. Svislé stěny mají tloušťku 20 mm. Horní pásnice je tvořena plechem šířky 2000 mm s tloušťkou 50 mm. Dolní pásnice je vyrobena z plechu šířky 2130 mm a tloušťky 50 mm. Koncový příčník je tvořen

svařovaným obdélníkovým komorovým průřezem s proměnnou výškou. Výška profilu se pohybuje v rozmezí od 410 do 660 mm. Svislé stěny jsou vyrobeny z plechu o tloušťce 20 mm. Horní a dolní pásnice mají šířku 500 mm a tloušťku 50 mm. [1], [4]

Spřažená železobetonová deska je umístěna na příčnicích přibližně v těžišti hlavních nosníků. Tloušťka desky je 220 mm pouze v oblasti podpor je tloušťka snížena na hodnotu 170 mm. Šířka desky mezi hlavními nosíky je 13,477 m. V oblasti nad vnitřními podporami byl tvar desky upraven z důvodu zvětšení průřezů podporových příčniců v krajních částech desky. Povrch horní pásnice příčnicku vystupuje do úrovně navazující mostovky. Šířka desky je zde snížena na 10,976 m. V podélném směru je napojení těchto krajních částí desky na příčnick provedeno pomocí navařených spojek Lenton, do kterých byla našroubovaná betonářská výztuž. Příčný sklon desky respektuje ve střední části příčný sklon vozovky 2,5 %. Pod chodníkovými částmi je sklon desky 17,64 % na levé straně a 6,43 % na pravé straně. Deska je vytvořena z betonu třídy C35/45 - XF1, který má speciálně upravenou recepturu pro omezení vzniku smršťovacích trhlin. Vyztužení desky je provedeno z klasické betonářské výztuže B500b. Spolupůsobení desky s příčnicí je zajištěno pomocí svislých spřahovacích trnů s průměrem 22 mm. Spojení desky s hlavními nosíky je také provedeno pomocí spřahovacích trnů umístěných na stěně nosíku. Na koncích nosné konstrukce je navrženo zesílení pomocí dobetonávky koncového ocelové příčnicku. Dolní část dobetonávky respektuje tvar koncového příčnicku. V horní části je umístěna kapsa pro osazení mostního závěru. Propojení těchto částí je zajištěno pomocí spřahovacích trnů, které jsou přivařeny na stěně komorového průřezu. [1], [4]

Nosná konstrukce mostu je tvořena celkem čtyřmi pylony nacházejícími se nad vnitřními pilíři. Pylony jsou 13,01 m vysoké. V příčném směru jsou pylony vykloněny směrem vně od osy mostu. V podélném směru jsou pylony svislé. Pylony jsou pevně spojeny s hlavními nosíky a společně s nadpodporovým příčnickem tvoří příčný polorám, který přenáší svislé a příčné účinky od závěsu do spodní stavby. Každý pylon se skládá ze dvou částí. Dřík pylonu je tvořen ocelovým komorovým pětistěnným průřezem o rozměrech 800-1000 mm x 2000 mm s tloušťkou stěny 50 mm. Ve vrcholové části je průřez tvarově přizpůsoben pro připojení závěsů. Vnější obrys pylonu zůstal zachován, avšak komorová část je v tomto místě zmenšená a je do ní kolmo přivařený T profil tvořený z plechů. Na této části jsou umístěny styčnickové plechy pro připojení závěsů. Pylony jsou vyrobeny z oceli třídy S355. Při instalaci a napínání závěsů tvořil pylon pouze ocelový průřez. Poté byly pylony vyplněny betonem třídy C30/37 - XF1. Spřažení betonu a ocelového průřezu je provedeno pomocí spřahovacích prostředků navařených na stěnu komory. Pylony jsou tedy navrženy pro působení stálého a proměnného zatížení jako ocelobetonové. [1], [4]

Závěsy jsou rozmístěny v semi-harfovém uspořádání, které je tvořeno z celkem 56 tyčových závěsů systému Macalloy. Každému pylonu přísluší 7 závěsů vynášejících hlavní pole a 7 závěsů vynášejících krajní pole. V konstrukci jsou použity 3 průměry závěsů M100 (8 ks), M90 (8 ks) a M85 (40 ks). Materiál byl zvolen vzhledem k danému průměru. Závěsy M85 a M100 jsou vyrobeny z jemnozrnné oceli Macalloy 460, závěsy M90 z oceli Macalloy 520. Vzhledem k maximální výrobní délce jsou závěsy sestaveny ze tří částí spojených systémovými spojkami s napínáky Macalloy, umožňujícími dopínání a rektifikaci závěsů. [1], [4]

Na každé opěře jsou umístěna dvě koncová táhla, která slouží pro zachycení tahových reakcí. Jednotlivé táhlo je tvořeno dvěma plechy o šířce 340 mm a tloušťce 35 mm. Materiál plechů táhel je ocel třídy S355. Táhla jsou umístěna ve vzdálenosti 1 m od ložisek. V horní části je táhlo napojeno na dolní pásnici koncového příčnicku. Připojení táhla je provedeno pomocí čepů a styčnickových plechů. Čep je vyroben z oceli třídy 14220.3. [1], [4]

Hlavní nosná konstrukce je na spodní stavbu uložena pomocí 8 hrncových ložisek. Na podpěrách se nacházejí pevná ložiska. U opěr jsou na pravé straně mostu ložiska podélně posuvná a na levé straně mostu ložiska všesměrně posuvná. [1], [4]

Na obou koncích konstrukce jsou umístěny mostní závěry. Závěry umožňují podélnou dilataci v rozsahu  $\pm 40$  mm. V oblasti chodníkových říms jsou závěry opatřeny krycím plechem. [1], [4]

### 2.2.4 Mostní svršek a vybavení

Izolace hlavní nosné konstrukce je provedena z natavovacích modifikovaných asfaltových izolačních pásů tloušťky 5 mm, které byly aplikovány na pečetiví vrstvu z epoxidové pryskyřice. [1], [4]

Ochranná vrstva izolace byla provedena z litého asfaltu MA11 IV o tloušťce 35 mm. Na ochrannou vrstvu byla položena ložná vrstva z asfaltového betonu ACL 16 S o tloušťce 60 mm. Finální povrch tvoří obrusná vrstva z asfaltového mastixového koberce SMA 11 S o tloušťce 40 mm. Vozovkové souvrství bylo navrženo o celkové tloušťce 140 mm. [1], [4]

Na okrajích nosné konstrukce byly realizovány chodníkové monolitické železobetonové římsy. Římsy jsou vytvořeny z betonu třídy C30/37 - XF4 a jsou vyztuženy klasickou betonářskou výztuží B500b. Pravá římsa tvořící chodník s cyklostezkou má šířku 4000 mm. Pravá římsa slouží pouze jako nouzový chodník a je široká 1525 mm. Příčný sklon obou říms je vypádován směrem k vozovce ve sklonu 2 %. Výška obruby římsy podél vozovky je 150 mm. Pochozí povrch je tvořen přímo betonem bez dalších vrstev. K redukci smršťovacích trhlin jsou římsy děleny pracovními spárami ve vzdálenosti 6 m. [1], [4]

Ve zbylém prostoru mezi horními pásnicemi hlavních nosníků a chodníkovými římsami byla provedena dobetonávka parapetů. Parapety byly zhotoveny z betonu třídy C30/37 - XF4 a vyztuženy klasickou výztuží B500b. Spojení bylo zajištěno pomocí spráhovacích trnů na hlavním nosníku. Parapety byly rozděleny pracovními spárami, jejichž poloha odpovídala pracovním spárám říms. V dobetonávce byly umístěny PE chráničky pro vedení napájení kabelů veřejného osvětlení. [1], [4]

Odvodnění povrchové vody je provedeno pomocí příčného sklonu k obrubě pravé římsy. Voda je dále odváděna podélným sklonem vozovky do mostních odvodňovačů typu Labe. Odvodňovače vyústí do podélného svodného potrubí, které prochází otvorem ve všech příčnicích. Potrubí je svedeno ke krajním opěrám, kde se voda přes vývařiště odvádí do systému silničního odvodnění. Odvodnění izolace je doplněno o systém odvodňovacích trubiček. [1], [4]

Na horních pásnicích hlavních nosníků je osazeno ocelové zábradlí výšky 1400 mm. Zábradlí má ocelové madlo ve výšce 1100 mm nad povrchem chodníku a plnou výplň z polykarbonátu čiré barvy s vyleptanými svislými proužky. Zábradlí současně plní funkci zábrany proti nebezpečnému dotyku nad tratí. [1], [4]

### 2.2.5 Postup výstavby

Při výstavbě mostu v Bohumíně byla nejprve zhotovena spodní stavba, na které bylo následně realizováno osazení ocelového roštu mostovky. Osazení bylo provedeno pomocí postupného podélného výsunu z opěry OP4 celkem ve dvou etapách. Z důvodu zajištění dostatečného prostoru pro stavební činnost nad drážním vedením byl výsun konstrukce situován ve zvýšené poloze přibližně 2 m nad definitivní polohou. Samotný výsun byl realizován pomocí hydraulického tažného zařízení po kluzných ložiscích, která byla umístěna na sedmi montážních podpěrách. Nejprve byla na předmontáži svařena první část ocelového roštu z jednotlivých montážních dílců. Následně byla realizována první etapa výsunu konstrukce. Stejným způsobem byla sestavena druhá část konstrukce a byla provedena druhá etapa podélného výsunu. Po dokončení podélného výsunu byly ponechány pouze montážní podpory v blízkosti podpěr a montážní podpěra v kolejišti, ostatní montážní podpory byly odebrány. [1], [4]

Následně byla provedena betonáž spřažené železobetonové desky. Betonáž desky byla rozdělena na 2 etapy. Časová prodleva mezi etapami byla zvolena 14 dní, aby mohla proběhnout část smrštění. Současně s betonáží desky byly dobetonovány části koncových příčníků. Po dokončení betonáže byla konstrukce spuštěna do své definitivní výškové polohy. Na podpoře P2-P bylo aktivováno pravé pevné ložisko. Dále byla aktivována všechna podélná a všesměrně posuvná ložiska na opěrách. Současně byla na opěrách také osazena koncová táhla. [1], [4]

Po osazení koncových táhel byly zhotoveny ocelové pylony. Poté byly postupně instalovány tyčové závěsy Macalloy. Po instalaci závěsů byly pylony vyplněny betonem a na vnitřních podpěrách byla aktivována zbylá pevná ložiska. Na závěr probíhala práce na mostním vybavení. Na mostě byla položena vozovka a byly dobetonovány chodníkové římsy s nosníkovým parapetem. Most byl uveden do provozu v říjnu 2011. [1], [4]

### 2.3 Vizuální prohlídka konstrukce

Jednou z prvních částí diplomové práce bylo provedení mimořádné prohlídky konstrukce mostu dle ČSN 73 6221. Prohlídka mostu byla provedena z důvodu možného poškození koncových oblastí konstrukce a narůstajících deformací hlavní nosné konstrukce v dlouhodobém monitoringu. Cílem prohlídky bylo získat relevantní informace o zkoumané konstrukci a odhalit současné poruchy. Celá konstrukce byla následně zhodnocena pomocí klasifikačních stupňů stavebního stavu.



*Obr. 6 Celkový pohled od opěry OP1 (foto: Tomáš Dejmek)*



*Obr. 7 Celkový pohled od opěry OP1 (foto: Michal Polák)*

### 2.3.1 Popis poruch a závad

#### 2.3.1.1 Nosná konstrukce

Na dolním líci některých závěsů se nacházejí místa s poškozenou protikorozi ochranou. U koncových táhel je v místě čepu poškozená protikorozi ochrana plechu. Tato závada může být způsobena chybným provedením PKO. Další možností vzniku této závady může být odírání plechu a čepu vlivem mechanického namáhání. Na zbytku konstrukce nebylo zaznamenáno výrazné poškození protikorozi ochrany, ačkoliv některá místa byla již vyspravována.



Obr. 8 Poškození protikorozi ochrany na dolním líci závěsů (foto: Tomáš Dejmek)



Obr. 9 Poškození protikorozi u koncového táhla (foto: Tomáš Dejmek)

Hlavní problém nosné konstrukce představují mostní závěry. Mostní závěry jsou napadeny korozi téměř na celém povrchu. Koroze pravděpodobně způsobují bludné proudy od elektrifikované železniční dráhy. Při prohlídce mostních závěrů nebyly zaznamenány problémy se zatékáním. U krycích plechů mostních závěrů v oblasti chodníkových říms chybí některé přípevnovací šrouby. Tato závada je ukazatelem, že pravděpodobně dochází k častému výraznému pohybu konců konstrukce, které vedou k uvolnění spojovacích prostředků.



Obr. 10 Zkorodování mostních závěrů (foto: Tomáš Dejmek)



Obr. 11 Znečištění mostních závěrů (foto: Tomáš Dejmek)



*Obr. 12 Chybějící šrouby u krycího plechu mostních závěrů (foto: Tomáš Dejmek)*



*Obr. 13 Uvolněné šrouby u krycího plechu mostních závěrů (foto: Tomáš Dejmek)*

Při prohlídce byla zkontrolována i ložiska. Na opěře OP4 byly u ložisek zjištěny vůle, které dle odhadu dosahují hodnot až 1 mm. U podélného ložiska OP4-P bylo také patrné natlačení ložiska na vodící lištu. Na Obr. 14 si lze také povšimnout trvalé deformace vodící lišty.



*Obr. 14 Ložisko OP4-P, patrné natlačení ložiska na vodící lištu (foto: Tomáš Dejmek)*



*Obr. 15 Pohled na spáru mezi kluznými plochami na OP4-P (foto: Tomáš Dejmek)*



### 2.3.1.2 Spodní stavba

Na viditelných plochách je spodní stavba pomalována graffiti. Místy byly na opěrách a podpěrách zjištěny drobné smršťovací trhlinky do šířky 0,1 mm. Podpěra P2 vykazuje viditelná šterková hnízda.



Obr. 16 Graffiti na spodní stavbě (foto: Tomáš Dejmek)



Obr. 17 Šterková hnízda na podpoře OP2 (foto: Tomáš Dejmek)

## 2.4 Návrh hodnocení stavebního stavu

### Hodnocení nosné konstrukce: 3

Důvody: Nosné konstrukci je přiřazen klasifikační stupeň stavebního stavu III dobrý. Hlavním důvodem jsou mostní závěry, které sice prozatím plní svoji funkci, nicméně výrazným způsobem vykazují korozní degradaci a znečištění. Dále ložiska na opěrách neplní svoji funkci a při působení stálého zatížení jsou v nich pravděpodobně vůle pohybující se dle vizuální prohlídky do 1 mm.

### Hodnocení spodní stavby: 2

Důvody: Spodní stavba je ohodnocena klasifikačním stupněm stavebního stavu II velmi dobrý. Dle prohlídky jsou viditelné plochy pouze posprejovány. Místy se objevují drobné smršťovací trhlinky a lokální šterková hnízda. Na konstrukci spodní stavby nejsou viditelné výluhy nebo jiné indikátory poruch.

### 3 Rekapitulace poruch a současných poznatků

#### 3.1 Zjištěné závady konstrukce

Při prohlídkách mostu byla zjištěna závada u ložisek na opěrách. Ložiska byla rozpojena a vykazovala značné vůle. V důsledku vzniklých vůlí docházelo při přejezdu těžkých vozidel (v krajním poli u opěr) k dosednutí mostu na ložiska, které se projevovalo značnými hlukovými a dynamickými účinky. Dle terénní prohlídky ze dne 18.6 2015 (cca 5 let provozu) dosahovaly vzniklé vůle hodnot 15-18 mm. Avšak skutečné hodnoty vůlí v ložiscích změřené zhotovitelem před opravou byly následující:

Opěra OP1	pravé ložisko max 3 mm levé ložisko max 6 mm
Opěra OP4	pravé ložisko max 2 mm levé ložisko max 9 mm. [1], [26],[27]

Dle zhotovitele mohl být daný problém způsoben nepředpokládaným sedáním spodní stavby. V souvislosti s touto zjištěnou závadou zhotovitel zpracoval návrh opravy vůlí v ložiscích a dne 8. 11. 2015 provedl opravu. Oprava byla provedena pomocí hydraulického přizdvížení mostu, při kterém byla vypodložena ložiska na opěrách pomocí vložek tloušťky 1 až 5 mm tak, aby byly odstraněny vůle. Cílem opravy nebylo zajistit předpětí v koncových táhlech. Vůle mezi plechy byly vyplněny diamantovým tmelem. Po provedení opravy byly provedeny přejezdy vozidly o hmotnosti 20 a 22 t, kde dle poskytnutého videa byla ložiska funkční bez viditelných poklesů či rázů. [1], [28]

Dne 23.9.2016 byla provedena hlavní prohlídka ložisek s podrobným měřením, u kterého bohužel chybí schéma měřených údajů. Bylo předpokládáno, že měření odpovídá ČSN EN 1337-10. V protokolu nejsou uvedeny žádné závady týkající se rozpojení ložisek. [1], [29]

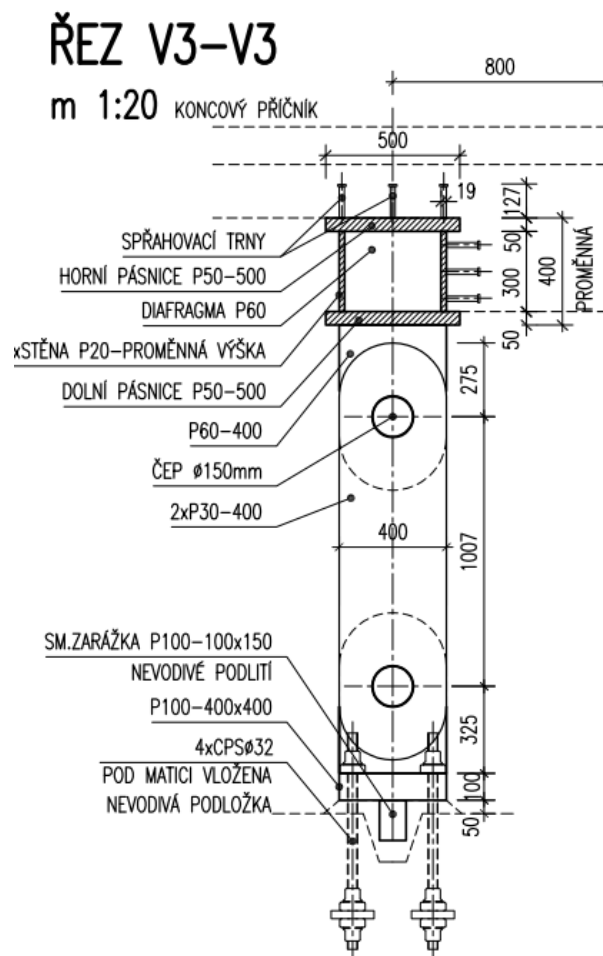
Rok od odstranění závady dne 4.10.2016 byla opětovně tato závada reklamována, jak bylo uvedeno v „Příloha č.1 - Seznam vad SO 201 Most ev. č. 67-019 v km 0,360 reklamovaných v záruční době“. Ve zprávě je pouze konstatováno opotřebení a zvětšení vůlí v čepech u ocelového táhla OP1-L, OP4-L bez bližší specifikace zjištění a nadměrné deformace ložisek na opěrách. Poslední hlavní prohlídka ze dne 7.3.2018 uvádí řadu vad na mostě, nicméně žádná závada se netýkala ložisek a táhel. [1], [30]

Závada koncových částí mostu ovšem stále existuje a není vyřešena, jak je uvedeno v záznamu jednání investora ze dne 11.5.2018 Při přejezdu vozidel dochází k dynamickým rázům a následnému opotřebení čepů táhel. Dne 3.7.2018 pak zhotovitel odmítá záruční vady týkající se koncových táhel, neboť podle jeho názoru problémy souvisí s nepředpokládanými deformacemi spodní stavby vycházející ze zprávy o dlouhodobém monitoringu mostu. [1]

### 3.2 Analýza projektové dokumentace

#### 3.2.1 Zadávací dokumentace ZVS

Dle dokumentace ZVS byla konstrukce uložena na hrncová ložiska. Jelikož v místě těchto ložisek mohu vznikat i tahové reakce, byla ocelová konstrukce kotvena za koncový příčník k dřívku opěry pomocí táhel. Koncová táhla byla navržena z ocelových plechů průřezu P30 x 400 z oceli třídy S355J2G3. Přípoj táhel byl navržen pomocí dvojstřížných čepů průměru 150 mm z oceli třídy S355K2G3. Ve výkresové dokumentaci jsou řešeny pouze dimenze, nikoliv však požadavky na konstrukční vůle a charakter čepu, jak je vidět na Obr. 18. [1], [3]



Obr. 18 Detail táhla nad opěrou v zadávací dokumentaci stavby [3]

V dokumentaci ZVS byly zpracovány následující statické výpočty související s řešeným problémem:

- statický výpočet nosné konstrukce
- statický výpočet založení.

### 3.2.1.1 Statický výpočet ocelové konstrukce

Globální model konstrukce je idealizovaný jedním prutem. Model je doplněn o vnitřní pilíře s pilotami, které jsou zadány prutově. Na pilotách jsou umístěny pružiny zohledňující interakci s podložím. Na koncích byla konstrukce uložena pomocí podpory fungující pro tah i tlak. V důsledku toho model neumožňuje zohlednit skutečné chování ložisek a táhel v místě koncového příčnicku. V místě pylonů byl model doplněn o výsek modelovaný deskostěnovými prvky. Pro koncové oblasti doplňující model nebyl vytvořen. [1], [3]

Koncové táhlo je posouzeno pouze na tahové namáhání od vzniklé reakce a změnu délky v důsledku dilatace konstrukce vlivem teploty. Posudek čepu není ve statickém výpočtu uveden. [1], [3]

### 3.2.1.2 Statický výpočet založení

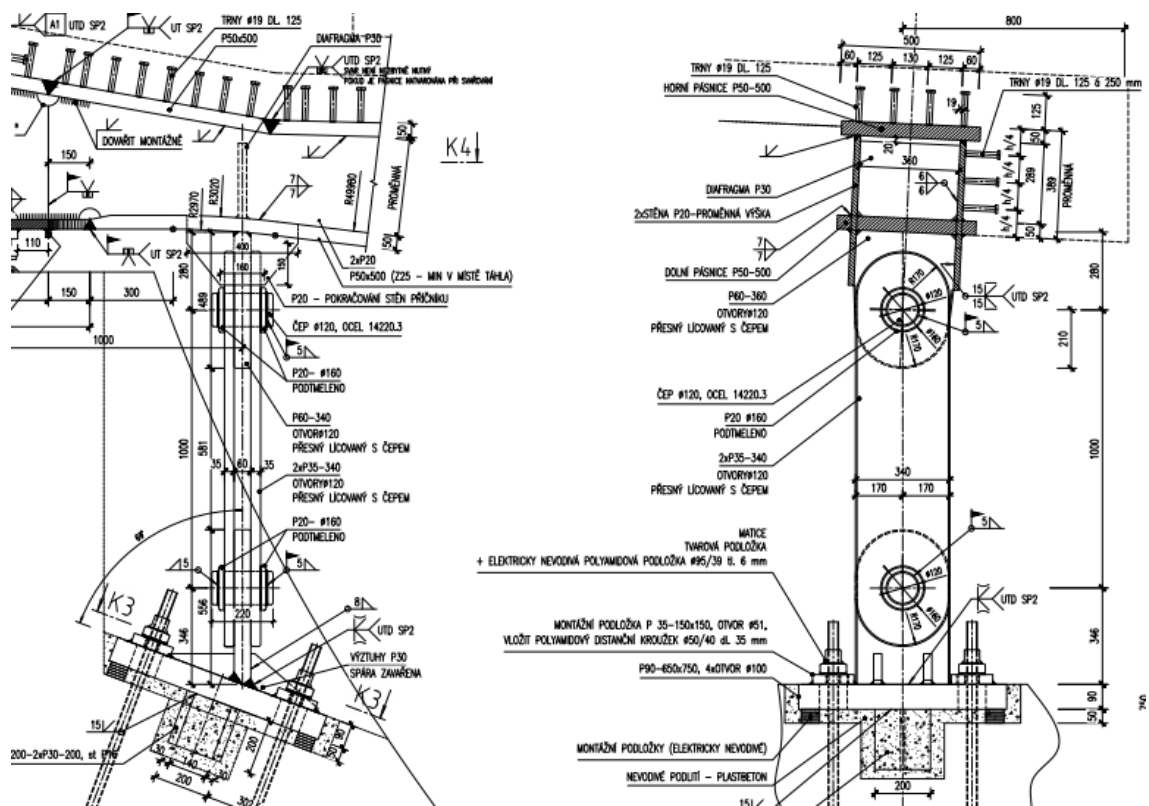
Výpočet založení je proveden v programu GEO4 na základě vnitřních sil ze statického výpočtu nosné konstrukce. Ve výpočtu je uvedeno sedání jednak osamělé piloty, tak i sedání skupiny pilot. Z hlediska řešeného problému je důležité, že očekávané sedání pilot opěr dosahuje velikosti 20 mm (viz Tab. 1). Nerovnoměrné zatížení pilot u vnitřních podpěr (důsledek ohybových momentů) vede k příčnému nerovnoměrnému sedání. [1], [3]

Tab. 1 Tabulka pilot a jejich sedání dle ZVS [3]

Základ	Úroveň hlav pilot [m n.m.]	Počet pilot [ks]	Průměr pilot [mm]	Délka pilot [m]	Výztuž pilot	Sedání osamělé piloty [mm]	Sedání pilotové skupiny [mm]
Opěra 1	202,00	7	900	18	9ks Ø 22 10505 R	1	
Pilíř 2	198,80	14	900	21	14ks Ø 22 10505 R	9	10
Pilíř 3	198,80	14	900	21	14ks Ø 22 10505 R	9	11
Opěra 4	203,00	7	900	19	9ks Ø 22 10505 R	1	20

### 3.2.2 Realizační dokumentace RDS

Realizační dokumentace byla dodána ve formě dokumentace DSPS, dle tvrzení objednavatele je s dokumentací RDS totožná, což ukazují mj. statické výpočty. V dokumentaci jsou koncová táhla rozpracována detailněji, než bylo v předchozím stupni, jak můžeme vidět na Obr. 19. Na výkrese je třeba upozornit na dvě důležité věci. První věc se týká materiálu čepu. Čepu je přiřazena nerezová ocel třídy 14220.3, která má vyšší tvrdost než klasická ocel třídy S355, ze které jsou navrženy plechy táhla. Není zde jasná ani volba nerezové oceli, kdy na kontaktu může dojít k elektrochemické korozi. Druhá věc souvisí s požadavky na otvor. Ve výkrese je požadován otvor přesně lícovaný s čepem, avšak není specifikována tolerance. [1], [4]



Obr. 19 Detail táhla dle realizační dokumentace stavby [4]

V dokumentaci RDS jsou obsaženy následující statické výpočty, které se vztahují k řešenému problému:

- statický výpočet nosné konstrukce
- statický výpočet založení.

### 3.2.2.1 Statický výpočet nosné konstrukce

Realizační dokumentace stavby již obsahuje podrobný výpočetní model vytvořený ve statickém programu MIDAS. Model mostu je již prostorový s betonovou deskou tvořenou deskostěnovými prvky. V modelu jsou zohledněna ložiska na opěrách a koncová táhla, avšak koncová táhla jsou modelována pouze podporou. Více odpovídající by bylo táhla modelovat prutově, kde by bylo zohledněno namáhání koncového příčnicku a táhla od změny délky mostu vlivem teplotní roztažnosti. Ložiska jsou v modelu dělena do dvou skupin, s přitlakem a bez přitlaku. Během fází výstavby při aktivaci koncových táhel dochází k záměně ložiska s přitlakem za ložisko bez přitlaku, což by mělo vystihovat reálné působení. Ložiska přenášejí pouze tlakové síly. Jakmile v ložisku působí tahová síla, je ložisko uvolněno, a tahové síly přenášejí pouze táhla. Ve statickém výpočtu jsou však uvedeny deformace ložisek na opěrách, které jasně ukazují, že v místě ložiska jsou ve směru Z nulové deformace (viz Tab. 2). Již při napínání závěsů dochází ke vzniku deformace v místě ložisek z principu věci. Jedná se o prostý nosník s převislými konci, který je na koncích zatížen tahovými silami (závěsy). Z nulových deformací lze usuzovat, že ložiska pravděpodobně fungovala i pro tahová namáhání. Lze se tedy pouze domnívat, zda-li byl model 4 podpor (dvě ložiska a dvě táhla) správně namodelován. [1], [4]

Tab. 2 Deformace ložiska OPI-L na opěře [4]

Node	Load	Stage	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)
5519	Summation	zmena podpor	-6,7	1,8	0
5519	Summation	5 let	4,0	1,9	0
5519	od instalace do 5 let		10,7	0,1	0
5519	RZT- vc.spodni		23,7	-6,3	0
5519	RZT+ vc.spodni		-19,8	5,2	0
5519	q all obal(max)		3,3	1,3	0
5519	q all obal(min)		-3,0	-0,1	0
5519	celkem max		37,7	-4,9	0
5519	celkem min		-22,8	5,1	0
<b>HODNOTY PO TRANSFORMACI DO LSS LOŽISKA</b>					
5519	celkem max		38	-3	0
5519	celkem min		-23	4	0
5519	1,30-celkem max		49	-3	0
5519	1,30-celkem min		-30	5	0

Posouzení čepového spoje je součástí statického výpočtu. Čep je posouzen jako nevyměnitelný, což odpovídá tomu, že se nepředpokládá jeho výměna po dobu životnosti konstrukce. Posudek vyhoví i v případě uvážení výměnného čepu pro napětí v kontaktu. Zatížení v MSP není známé, ale přibližně lze psát při uvážení návrhové síly ve spoji 2000 kN uvedené ve statickém výpočtu. [1], [4]

$$0,591 \sqrt{\frac{EF_{b,Ed,ser}(d_0 - d)}{d^2 t}} \leq 2,5f_y / \gamma_{M6,ser}$$

$$0,591 \sqrt{\frac{210,2(0,122 - 0,12)}{0,12^2 \cdot 0,06}} \leq \frac{2,5 \cdot 355}{1}$$

$$501 \text{ MPa} \leq 877 \text{ MP}$$

Posudek nezahrnuje případné dynamické účinky, příčný ohyb natočení koncového příčnicku, které mohou způsobovat dodatečné namáhání. [1]

### 3.2.2.2 Statický výpočet založení

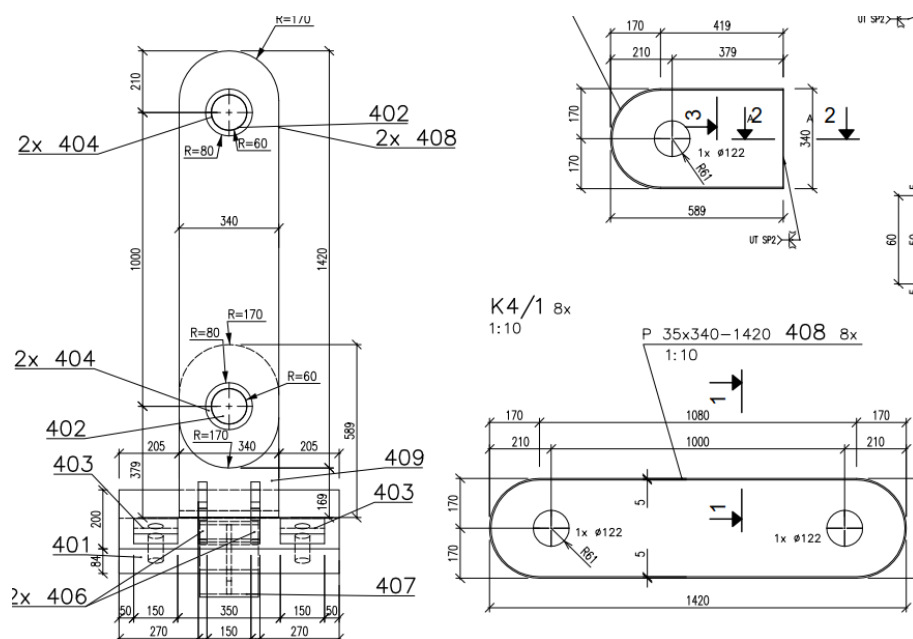
Výpočet založení zpřesňuje posudek z předchozího stupně ZVS. Byly zde upřesněny hodnoty sedání, které jsou zde uvedeny pro nejvíce zatíženou pilotu. Sedání skupiny pilot u opěr se ohýbaje v rozmezí 13-16 mm. V důsledku zatížení ohybovými momenty jsou piloty nerovnoměrně zatíženy, což vede k příčnému nerovnoměrnému sedání. [1], [4]

Tab. 3 Tabulka pilot a jejich sedání dle RDS [4]

Základ	Úroveň hlav pilot [m n.m.]	Počet pilot [ks]	Průměr pilot [mm]	Délka pilot [m]	Výztuž pilot	Sedání osamělé piloty [mm]	Sedání pilotové skupiny [mm]
Opěra 1	202,00	7	900	18	9ks Ø22 R10505	2	13
Pilíř 2	197,70	14	900	17	9ks Ø22 R10506	9	10
Pilíř 3	198,50	17	900	17	9ks Ø22 R10507	12	16
Opěra 4	203,00	7	900	20	9ks Ø22 R10508	2	16

### 3.2.3 Výrobní dokumentace VTD

Ve výrobní dokumentaci VTD je koncové táhlo řešeno ve výkresu 100 - Koncová táhla. Na Obr. 20 je zobrazen příslušný detail táhla, kde si lze povšimnout, že požadavek na přesné lícování byl řešen vůlí 1 mm okolo čepu. Vzhledem k chybějící toleranci v předchozím stupni projektové dokumentace nelze posoudit, jestli požadavek na přesné lícování byl dodržen. Návrh vůle v otvoru koncového táhla sebou přináší tyto skutečnosti. Koncové táhlo u zavěšeného mostu primárně přenáší tahové reakce do spodní stavby. Jeho tahová rezerva vyplývá ze stálého zatížení mostu. Pokud by vlivem proměnného zatížení dopravou (břemeno v krajním poli) došlo k vyčerpání této rezervy, koncové táhlo by bylo tlačeno. Vlivem navržených vůlí se může koncový příčník v místě táhel volně svisle posunout teoreticky až o 4 mm. (4 x 1 mm – vůle). [1], [5]



Obr. 20 Detail táhla dle výrobní dokumentace [5]

### 3.3 Dlouhodobý monitoring deformací

U řešeného zavěšeného mostu je prováděný dlouhodobý geodetický monitoring. U konstrukce bylo sledováno sedání spodní stavby již v průběhu výstavby (od 1.10.2020). Deformace nosné konstrukce byla sledována od 18.6.2015. Sledování vrcholů pylonů bylo do monitoringu přidáno 8.11.2018.

Sedání spodní stavby je znázorněno v Tab. 4 od 8. etapy. V této době byla konstrukce téměř dokončena. Změna hodnot je vztažena mezi jednotlivými etapami, a také od počátku monitoringu. Sedání od roku 2016 ukazuje ustálený charakter a lze ho považovat za skončené. Na základě geodetického monitoringu byly zjištěny tyto hodnoty sedání:

- sedání opěry 1: vlevo 9 mm, vpravo 12 mm (rozdíl vlevo a vpravo 3 mm)
- sedání opěry 4: vlevo 13 mm, vpravo 15 mm (rozdíl vlevo a vpravo 2 mm)
- sedání pilíře 2: vlevo 2 mm, vpravo 7 mm (rozdíl vlevo a vpravo 5 mm)
- sedání pilíře 3: vlevo 3 mm, vpravo 8 mm (rozdíl vlevo a vpravo 5 mm). [25]

Tab. 4 Sledované deformace spodní stavby [25]

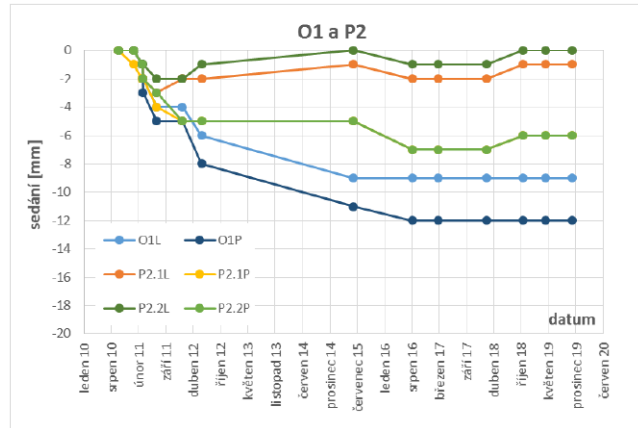
Číslo bodu	14. etapa			13. etapa			12. etapa			11. etapa			10. etapa			9. etapa			8. etapa		
	14.02.18	14-13	14-1	23.02.17	13-12	13-1	19.08.16	12-11	12-1	18.06.15	11-10	11-1	01.06.12	10-9	10-1	12.01.12	9-8	9-1	07.07.11	8-7	8-1
O1L	nepř.			nepř.			nepř.			nepř.			nepř.			203,669	0	-4	203,669	-2	-4
O1P	nepř.			nepř.			nepř.			nepř.			nepř.			203,661	0	-5	203,661	-2	-5
O1.1L	203,936	0	-9	203,936	0	-9	203,936	0	-9	203,936	-3	-9	203,939	-2	-6	203,941					
O1.1P	203,777	0	-12	203,777	0	-12	203,777	-1	-12	203,778	-3	-11	203,781	-3	-8	203,784					
P2.1L	201,616	0	-2	201,616	0	-2	201,616	-1	-2	201,617	1	-1	201,616	0	-2	201,616	1	-2	201,615	-1	-3
P2.1P	201,614	0	-7	201,614	0	-7	201,614	-2	-7	201,616	0	-5	201,616	0	-5	201,616	-1	-5	201,617	-2	-4
P2.2L	201,607	0	-2	201,607	0	-2	201,607	-1	-2	201,608	1	-1	201,607	1	-2	201,606	0	-1	201,606	-1	-2
P2.2P	201,607	0	-7	201,607	0	-7	201,607	-2	-7	201,609	0	-5	201,609	0	-5	201,609	-2	-5	201,611	-1	-3
MP3L	demont.			demont.			demont.			demont.			demont.			demont.			demont.		
MP3P	demont.			demont.			demont.			demont.			demont.			demont.			demont.		
MP4L	demont.			demont.			demont.			demont.			demont.			demont.			demont.		
MP4P	demont.			demont.			demont.			demont.			demont.			demont.			demont.		
P3.1L	201,397	0	-3	201,397	0	-3	201,397	0	-3	201,397	1	-3	201,396	-1	-4	201,397	-1	-3	201,398	-1	-2
P3.1P	201,392	0	-8	201,392	-1	-8	201,393	0	-7	201,393	0	-7	201,393	-1	-7	201,394	-3	-6	201,397	-2	-3
P3.2L	201,401	0	-2	201,401	0	-2	201,401	0	-2	201,401	1	-2	201,400	-1	-3	201,401	0	-2	201,401	-1	-2
P3.2P	201,393	0	-7	201,393	-1	-7	201,394	0	-6	201,394	0	-6	201,394	-2	-6	201,396	-2	-4	201,398	-1	-2
O4L	nepř.			nepř.			nepř.			nepř.			nepř.			204,653	-1	-5	204,654	-1	-4
O4P	nepř.			nepř.			nepř.			nepř.			nepř.			204,658	-1	-6	204,659	-2	-5
O4.1L	204,894	0	-13	204,894	1	-13	204,893	-3	-14	204,896	-4	-11	204,900	-2	-7	204,902					
O4.1P	204,709	0	-15	204,709	0	-15	204,709	0	-15	204,709	-6	-15	204,715	-3	-9	204,718					
5011	201,076			201,076			201,076			201,076			201,076								
5009	200,719			200,719			200,719			200,719											
6225	200,740			200,740			200,740			200,740			200,740			200,740			200,74		
6227	200,907			200,907			200,907			200,907			200,907			200,907			200,91		

Teplota:	0°C-zataženo	8°C-zataženo	20°C	15°C
	Spodní stavba			
	Ocelová konstrukce - uložení na montážním podepření			
	OK + ŽB deska (1.fáze) - uložení na montážním podepření			
	OK + ŽB deska - bez podepření			
	most v provozu			

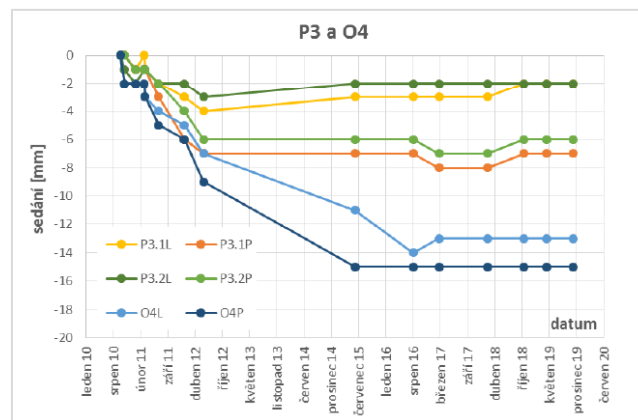
Velikost sedání opěr 12-15 mm velmi dobře odpovídá předpokladu statického výpočtu v RDS 13-15 mm (viz 3.2.2.2). Oproti tomu sedání pilířů 6-7 mm je nižší než výpočtem stanovených 13-16 mm. Hodnoty sedání jsou tedy nižší nebo téměř stejné, než bylo predikováno ve statickém výpočtu RDS. Ve statickém výpočtu nosné konstrukce RDS nejsou uvedeny zatěžovací stavy sedání ve výpisu zatížení. Nelze tedy posoudit, jaký vliv má nerovnoměrné sedání na reakce v ložiskách nebo na celkové chování nosné konstrukce. [1], [25]



## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

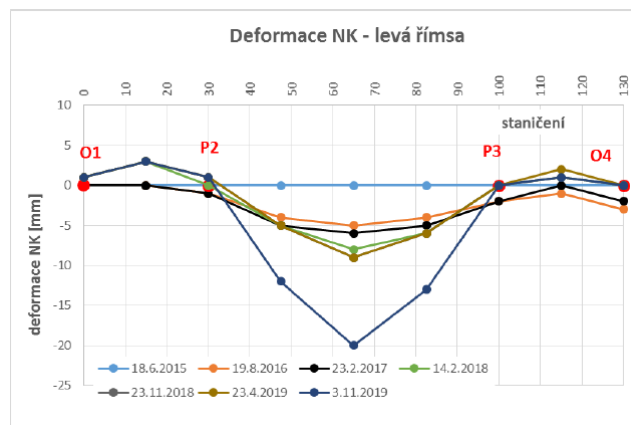


Obr. 21 Deformace spodní stavby – opěra 1 a pilíř 2 [25]



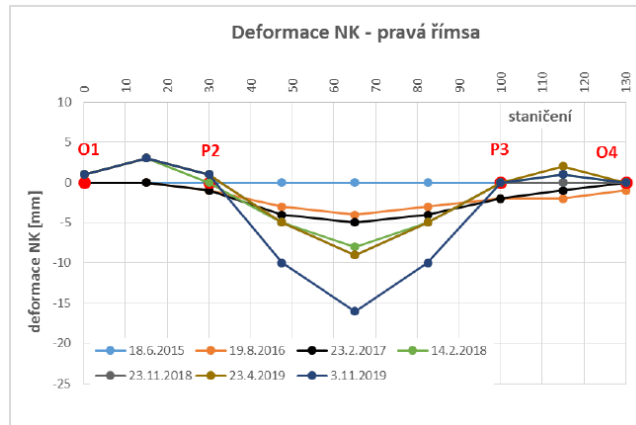
Obr. 22 Deformace spodní stavby – pilíř 3 a opěra 4 [25]

Na Obr. 23 a Obr. 24 jsou zobrazeny deformace levé a pravé římsy mostu vycházející z monitoringu. V roce 2015 a 2016 probíhaly pravděpodobně deformace nosné konstrukce vlivem smršťování a dotvarování betonové desky mostovky. V roce 2017 je vidět ustalující charakter, avšak poslední 3 měření ukazují opět značné změny v deformacích hlavního pole. Změna deformace od posledního měření dosahuje téměř 10 mm pro levou stranu. [25]



Obr. 23 Sledované deformace nosné konstrukce – levá římsa [25]

# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

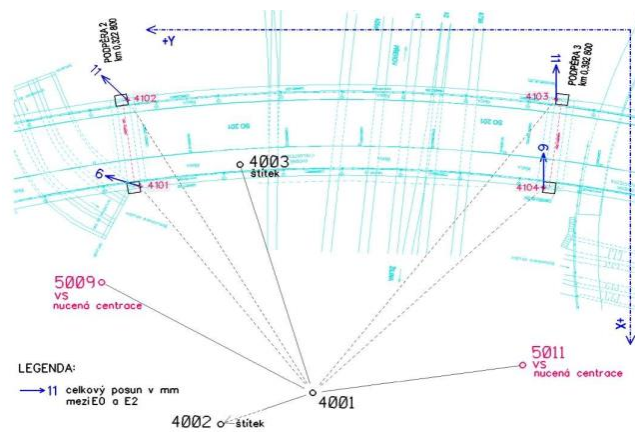


Obr. 24 Sledované deformace nosné konstrukce – pravá římsa [25]

Monitoring pylonů ukazuje, že dochází k příčnému posunu vrcholů. Pylony se uklánějí stejným směrem, avšak velikost deformace je rozdílná. Maximální velikost deformace dosahuje až 8 mm. [25]

Tab. 5 Sledované deformace pylonů [25]

pylon	číslo bodu	E0 (8.11.2018)			E1 (23.4.2019)			E2 (4.11.2019)			E0-E1 (mm)	E1-E2 (mm)	E0-E2 (mm)
		Y	X	Z	Y	X	Z	Y	X	Z			
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
P2	4101	567,198	1008,124	217,300	567,204	1008,121	217,301	567,204	1008,122	217,301	7	1	6
	4102	569,437	991,768	217,586	569,444	991,764	217,587	569,445	991,760	217,587	8	4	11
P3	4103	499,874	991,547	218,450	499,871	991,540	218,450	499,874	991,536	218,451	8	5	11
	4104	502,162	1008,134	217,902	502,159	1008,127	217,903	502,162	1008,128	217,902	8	3	6



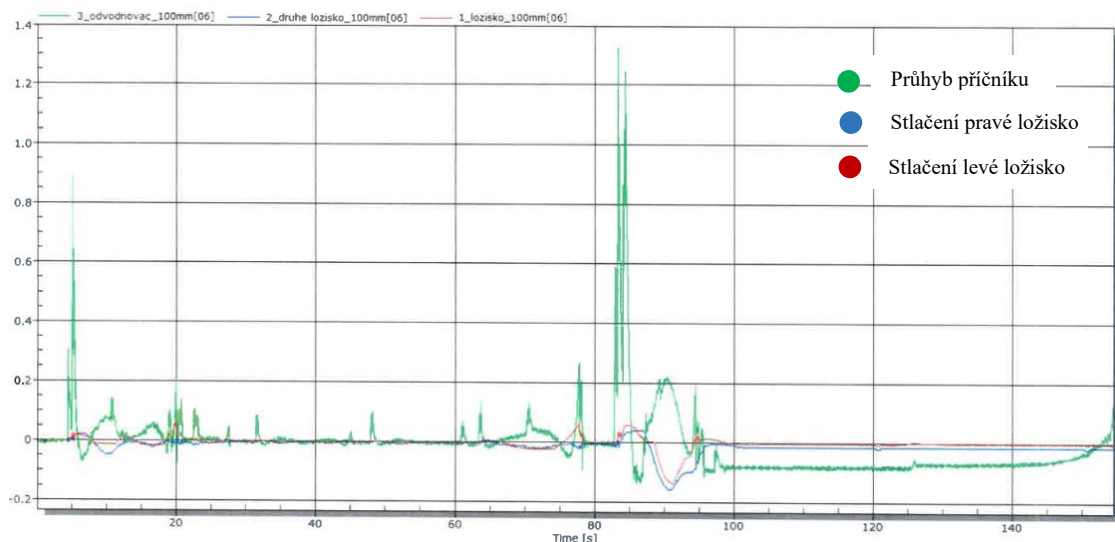
Obr. 25 Posun vrcholu pylonů mezi etapami E0 a E2 (8.11.2018-4.11.2019) [25]

### 3.4 Provozní měření koncových táhel

Na základě požadavku zhotovitele bylo v srpnu 2019 provedeno měření koncových táhel mostu firmou Firesta Fišer. Cílem bylo sledování chování ložisek na opěře OP1 a koncového táhla OP1-L. Měření na táhlech bylo prováděno pomocí tenzometrů. Dále byly na táhlech umístěny snímače dráhy, které měřily:

- posun konstrukce vůči opěře
- posun konstrukce vůči opěře – průhyb příčnicku
- posuny mezi táhlem a opěrou a táhlem a nosnou konstrukcí
- posuny mezi čepem a táhlem. [9]

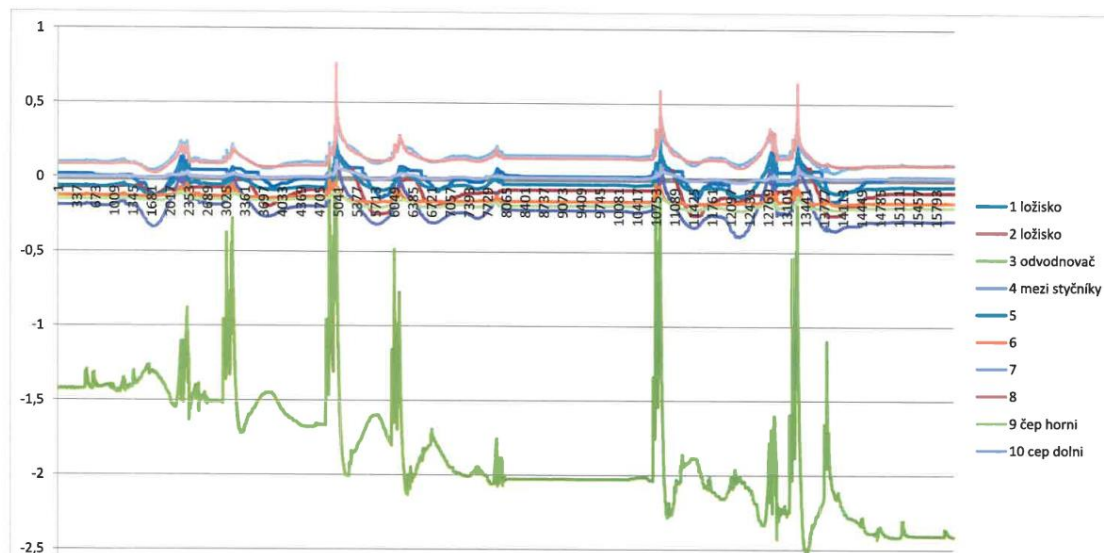
Provedené měření ukázalo řadu zajímavých poznatků. Prvním z poznatků je vztah mezi průhybem koncového příčnicku a nadzdvížením ložisek uvedený na Obr. 26. Při přejezdu nápravy vozidla dochází k průhybu koncového příčnicku a k nadzdvížení krajních ložisek, což odpovídá představě klasického prostého nosníku mezi táhly s převislými konzolami u ložisek. Tato hypotéza platí pouze v případě, že v koncových táhlech je dostatečná tahová rezerva. Při značném zatížení dopravou může dojít k vyčerpání této rezervy a dosednutí konce konstrukce na krajní ložiska. Tento efekt je zachycen při maximálním průhybu koncového příčnicku. Lze také konstatovat, že průhyb příčnicku se pohybuje v řádech milimetrů, zatímco nadzdvížení ložisek v řádu desetin milimetru. [1], [9]



Obr. 26 Deformace středu příčnicku a ložisek [9]

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Na záznamu měření v rozsahu 40 minut je ukázán průběh deformací (viz Obr. 27). Z měření lze konstatovat, že deformace spolu souvisejí a vzájemně se ovlivňují. Nejvýrazněji se projevuje průhyb koncového příčnicku, jehož maximální velikost z daného záznamu dosahuje hodnoty 1,2 mm. Ostatní deformace se pohybují v řádech desetin milimetrů. Dále si lze všimnout, že v průběhu dne dochází k nárůstu průhybu. To je pravděpodobně způsobené teplotními změnami. Při oteplení dochází k natočení a posunu koncového táhla, které stahuje koncový příčník dolů. [1], [9]



Obr. 27 Deformace v měřených bodech v mm, záznam 40 min měření [9]

Provedeným měřením bylo potvrzeno, že dochází k rozpojování ložisek při přejezdu vozidel. Podle našeho názoru měření ukazuje i existenci spáry v ložisku v klidovém stavu. Dále měření zaznamenalo významný vliv teploty na chování a celkovou odezvu konstrukce. [1], [9]

# 4 Cíle práce a metody jejich dosažení

Analýza příčin vzniku poruch u zavěšené mostní konstrukce je rozsáhlou odbornou činností, na které se podílela řada spolupracovníků z několika dotčených oborů. Celá práce vychází z předchozích zjištěných poznatků, které jsou souhrnně uvedeny ve znaleckém posudku, který vypracoval doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc. a doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. Posudek se zaměřuje na analýzu projektové dokumentace, dlouhodobý monitoring a provedená měření. Nejzajímavější poznatky jsou shrnuty v předchozí kapitole 3. Na základě posudku bylo doporučeno provést podrobnou analýzu celé konstrukce. Cílem celé analýzy bylo najít odpovědi na otázky uvedené ve znaleckém posudku, následně celý posudek dále rozpracovat a ověřit uvedené předpoklady možných problémů. K dosažení požadovaných výsledků analýzy byl zvolen následující seznam činností:

- zpracování numerického modelu, parametrická analýza chování mostu
- podrobná dynamická analýza čepu, stanovení dynamického součinitele
- 3D geodetický a teplotní monitoring, analýza chování mostu při změně teplot
- provedení statické a dynamické zatěžovací zkoušky s daným břemenem, pro zjištění tahové reakce a chování táhla
- zjištění skutečného napětí v závěsech
- zjištění stavu poškození táhel a čepu za pomoci laserového skenování a měření geometrie
- měření hluku za účelem identifikace jeho zdroje.

Činnosti se dají svým charakterem rozdělit na numerické modelování a experimentální měření v terénu. Numerické modelování zahrnuje vytvoření globálního modelu celé konstrukce. Model byl využit pro návrh měření a pro provedení parametrické analýzy. Dále byla provedena podrobná dynamická analýza koncového táhla, ve kterém byl simulován náraz čepu do plechu táhla při odlehčení konce konstrukce. Výsledkem analýzy by měl být stanoven rozsah namáhání, a s tím spojený dynamický součinitel.

V rámci experimentálního měření byla provedena statická zatěžovací zkouška za účelem zjištění velikosti tahové rezervy v koncových táhlech. Dále byly provedeny dynamické přejezdy těžkými vozidly pro ověření skutečného chování koncových oblastí. Přejezdy jsou doprovázeny hlukovými projevy, a proto bylo provedeno měření a identifikace hluku, které mělo za cíl odhalit jeho zdroj. Měření bylo doplněno o 3D geodetický a teplotní monitoring mostu s cílem ověřit chování mostu při změně teploty. V posudku bylo také zmíněno možné přerozdělení namáhání u závěsů mostu. U závěsu byla tedy experimentálně stanovena velikost normálových sil, které byly následně porovnány s výpočtním modelem. Pro tento účel byla zvolena frekvenční metoda. Dále bylo zjištěno současné poškození koncových táhel. K tomu bylo zvolena klasická metoda s použitím měřidel a také laserové skenování.

Následující seznam úkolů byl rozdělen mezi řešitelský kolektiv. Já jsem v rámci diplomové práce vytvořil numerický výpočetní model, jehož součástí byla parametrická studie. Zajímavé poznatky z výpočetního modelu byly použity v podrobné analýze koncového táhla. Pro statickou zatěžovací zkoušku jsem také připravil teoretické hodnoty zahrnující velikost potřebného břemene pro stlačení koncových táhel a velikost předpokládaných deformací. Dále jsem zpracoval a vyhodnotil tenzometrické měření na koncových táhlech při statické zatěžovací zkoušce a dynamických přejezdech. Dalším mým příspěvkem bylo zpracování dat teplotního monitoringu, který jsem následně vyhodnotil na základě poskytnutých údajů z geodetického deformačního monitoringu. Dále jsem se aktivně zúčastnil celého měření, kde jsem pomáhal s přípravou statické zatěžovací zkoušky a s instalací snímačů. Rovněž jsem se podílel na měření vlastních frekvencí a vlastních tvarů závěsů.

Podrobná dynamická analýza čepu byla zadána externí firmě Advanced Engineering, kterou vypracoval Ing. Jiří Křížan. Podkladem pro danou analýzu byly výsledky z mého numerického modelu a výsledky z experimentálního měření.

Geodetické měření a následné zpracování naměřených dat při statické zatěžovací zkoušce a při deformačním monitoringu bylo zajištěno externí geodetickou firmou Nedoma & Řezník, s.r.o. Firma také provedla laserové skenování koncových táhel.

Na statické a dynamické zatěžovací zkoušce se podílel celý řešitelský kolektiv. Odborné vedení celé zkoušky koordinoval doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. z katedry ocelových a dřevěných konstrukcí. Technickou přípravu celého měření zahrnující instalaci snímačů, natažení kabeláže a zprovoznění měřících ústředen zajišťoval kolektiv Experimentálního centra ČVUT pod vedením doc. Ing. Jiřího Litoše, Ph.D. Kompletní vyhodnocení a zpracování (mimo tenzometrů) provedl prof. Ing. Michal Polák, CSc. a Ing. Tomáš Plachý, Ph.D. z katedry mechaniky. Oba se také aktivně podíleli na provedeném měření. Statická a zatěžovací zkouška byla také doplněna o měření pomocí digitální korelace obrazu (DIC – digital image correlation), které bylo zaměřeno na koncová táhla. Celé měření připravil, provedl a následně vyhodnotil Ing. Vojtěch Stančík z katedry ocelových a dřevěných konstrukcí.

Měření a následné vyhodnocení sil v závěsech pomocí frekvenční metody provedl prof. Ing. Michal Polák, CSc. a Ing. Tomáš Plachý, Ph.D. z katedry mechaniky.

Pro měření vznikajícího hluku byla přizvána firma EKOLA group, spol. s r.o. specializující se na měření akustických jevů.

## 4.1 3D geodetický a teplotní monitoring

V rámci experimentálního měření byl proveden 3D geodetický a teplotní monitoring v rozsahu 32 hodin, který byl zaměřen na sledování vznikajících deformací způsobených teplotními změnami v průběhu dne. Monitoring byl zahájen dne 9.7.2020 v 6:00 hodin a probíhal do 10.7.2020 14:00 hodin. Monitoring byl složen z geodetického měření deformací, z měření teploty na vybraných místech na konstrukci a z měření podélné deformace na opěrách pomocí potenciometrických snímačů dráhy. Cílem monitoringu bylo zjistit chování mostu při změně teploty.

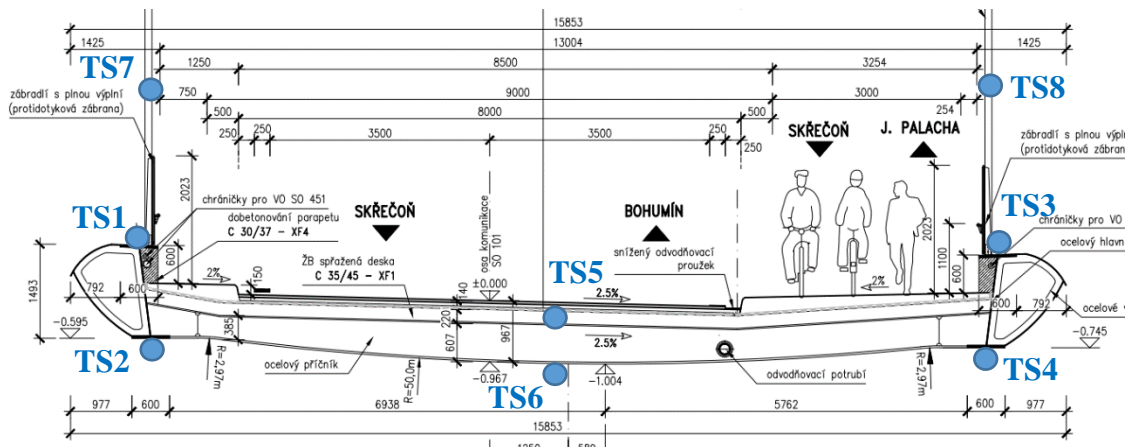
Geodetické měření deformací bylo realizováno firmou Nedoma & Řezník, s.r.o., která měření zpracovala a dodala ve formě dat a grafů. Na základě zjištěných deformací jsem v rámci diplomové práce data zanalyzoval v souvislosti s teplotními účinky a celý monitoring vyhodnotil. Poznatky získané z monitoringu byly dále zpracovány do numerické analýzy konstrukce.

### 4.1.1 Poloha snímačů teplotní monitoring

Pro měření teploty byly použity snímače AD592, které byly zapojeny do ústředny EMS DV803. Teplota vzduchu byla měřena ve stínu pod konstrukcí u opěry OP4. Teplota hlavní nosné konstrukce byla měřena v krajním poli u opěry OP1. Celkem bylo na konstrukci umístěno 8 snímačů teploty.

Označení snímačů:

- TS1 – teplota horní pásnice levého hlavního nosníku
- TS2 – teplota dolní pásnice levého hlavního nosníku
- TS3 – teplota horní pásnice pravého hlavního nosníku
- TS4 – teplota dolní pásnice pravého hlavního nosníku
- TS5 – teplota betonové desky
- TS6 – teplota dolní pásnice příčnicku
- TS7 – teplota levého táhla
- TS8 – teplota pravého táhla.



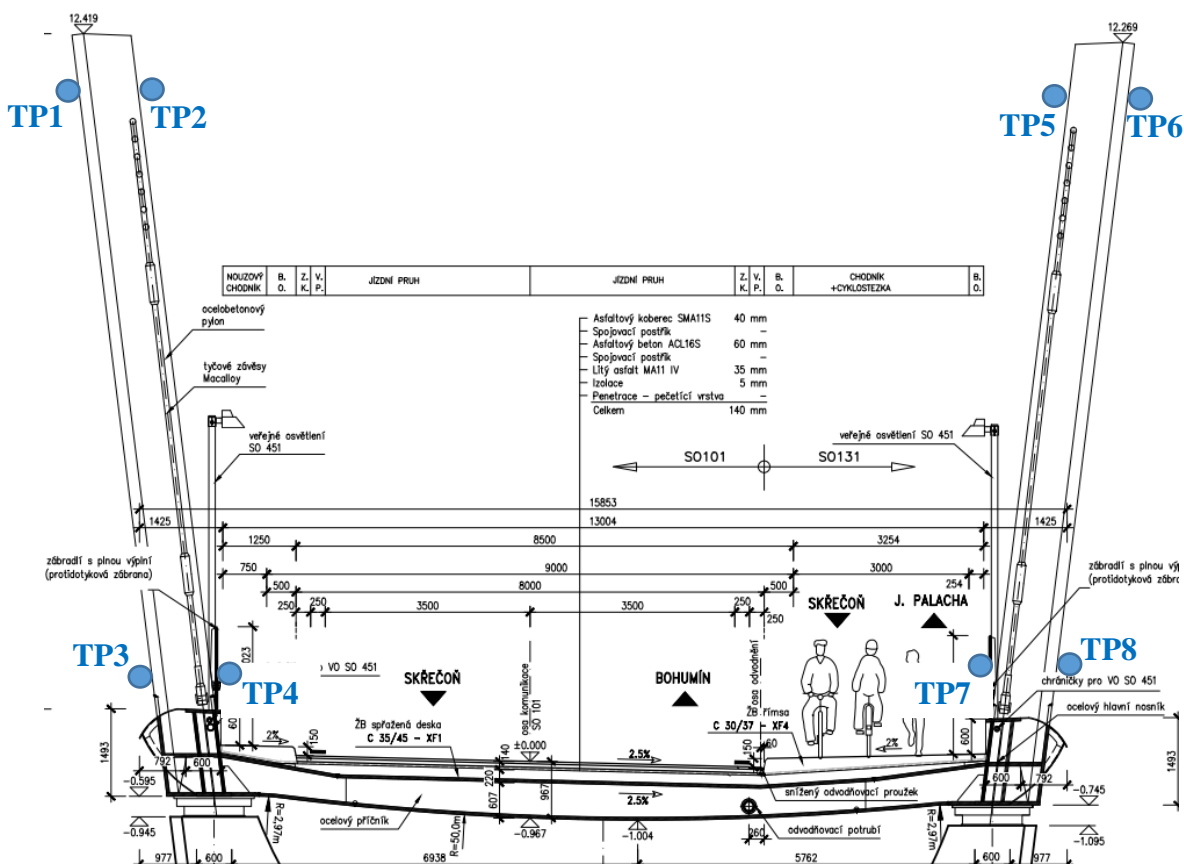
Obr. 28 Příčný řez v poli – poloha snímačů teplot

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Teplota pylonu P2 byla měřena pomocí 8 teplotních snímačů. Na levém i pravém pylonu P2 byl teplotní snímač umístěn vždy na vnitřní a vnější straně jeho povrchu, a zároveň v horní a dolní části pylonu.

Označení snímačů:

- TP1 – teplota levé části pylonu P2 (vnější snímač)
- TP2 – teplota levé části pylonu P2 (vnitřní snímač)
- TP3 – teplota levé části pylonu P2 (vnější snímač)
- TP4 – teplota levé části pylonu P2 (vnitřní snímač)
- TP5 – teplota pravé části pylonu P2 (vnitřní snímač)
- TP6 – teplota pravé části pylonu P2 (vnitřní snímač)
- TP7 – teplota pravé části pylonu P2 (vnější snímač)
- TP8 – teplota pravé části pylonu P2 (vnější snímač).

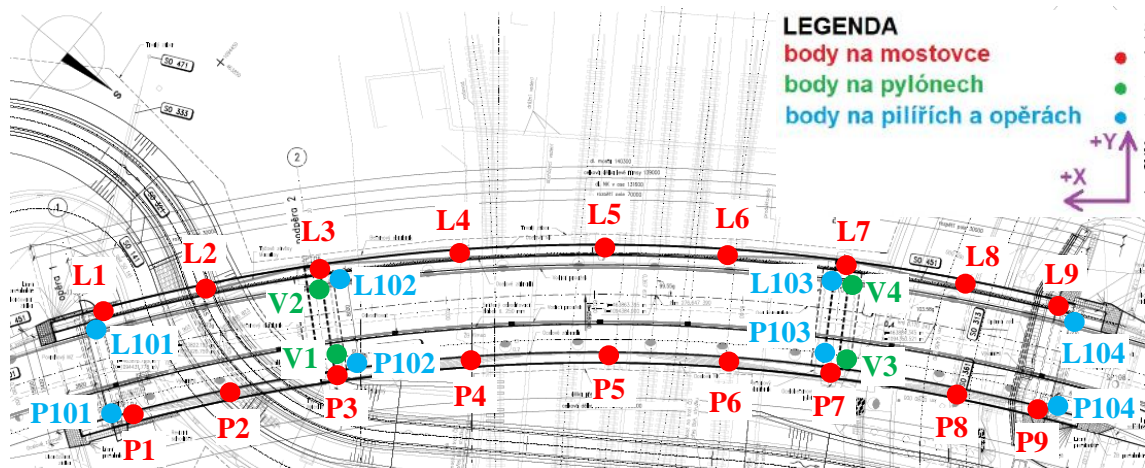


Obr. 29 Příčný řez v místě pylonu P2 – poloha snímačů teploty



## 4.1.2 Schéma měření geodetický monitoring

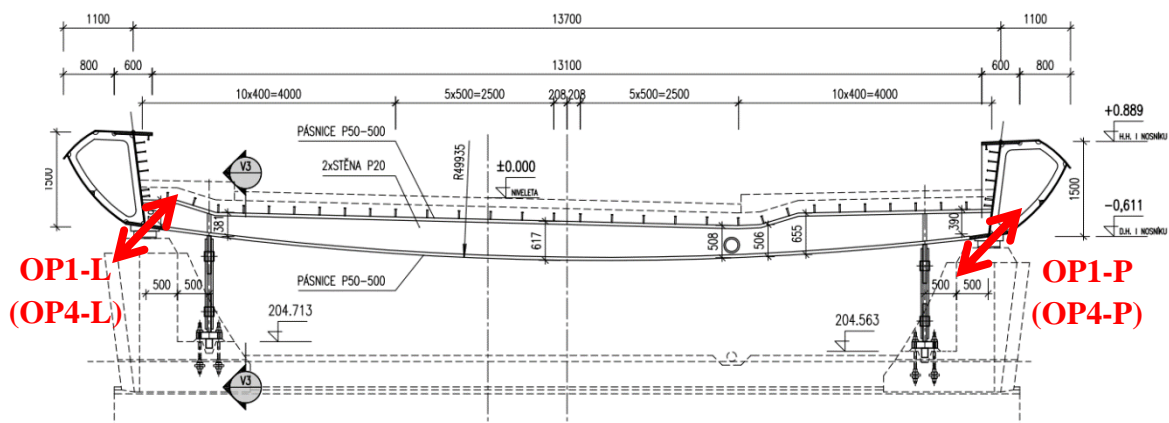
Měření deformace mostu bylo provedeno trigonometricky pomocí totální stanice Leica MS50 (měření na levé straně mostu) a Leica TS16 (měření na pravé straně mostu). Na horní pásnici hlavních nosníků byly připevněny odrazné hranoly pomocí silného magnetu. V horní části pylonů jsou umístěny trvale odrazné hranoly, které jsou používány v rámci dlouhodobého monitoringu. Na spodní stavbu byly odrazné hranoly přivrtány. Odečtení hodnot deformací bylo realizováno v intervalu 2 hodin. Odrazné body byly také použity při měření deformací u statické zatěžovací zkoušky.



Obr. 30 Poloha geodeticky měřených bodů na konstrukci

## 4.1.3 Schéma měření podélné deformace konstrukce

Na koncích hlavních nosníků byly umístěny 4 potenciometrické snímače dráhy, které měřily podélný posun (dilataci) nosné konstrukce. Schéma s označením jednotlivých snímačů je uvedeno na Obr. 31. Snímače jsou orientovány tak, že při stlačení (roztažení konstrukce) vzniká kladná deformace.



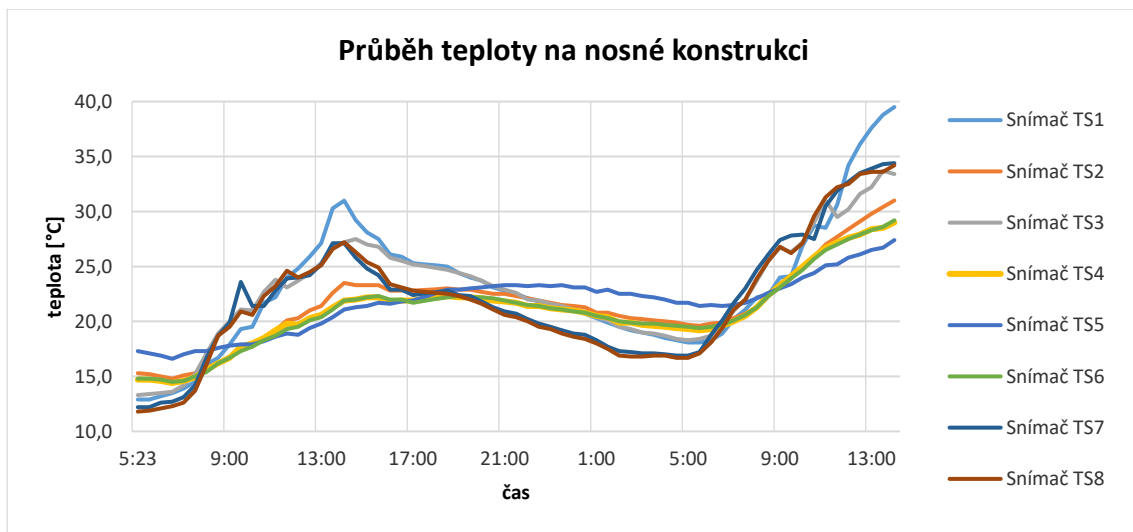
Obr. 31 Příčný řez nad opěrou – poloha snímačů

### 4.1.4 Shrnutí zajímavých výsledků monitoringu

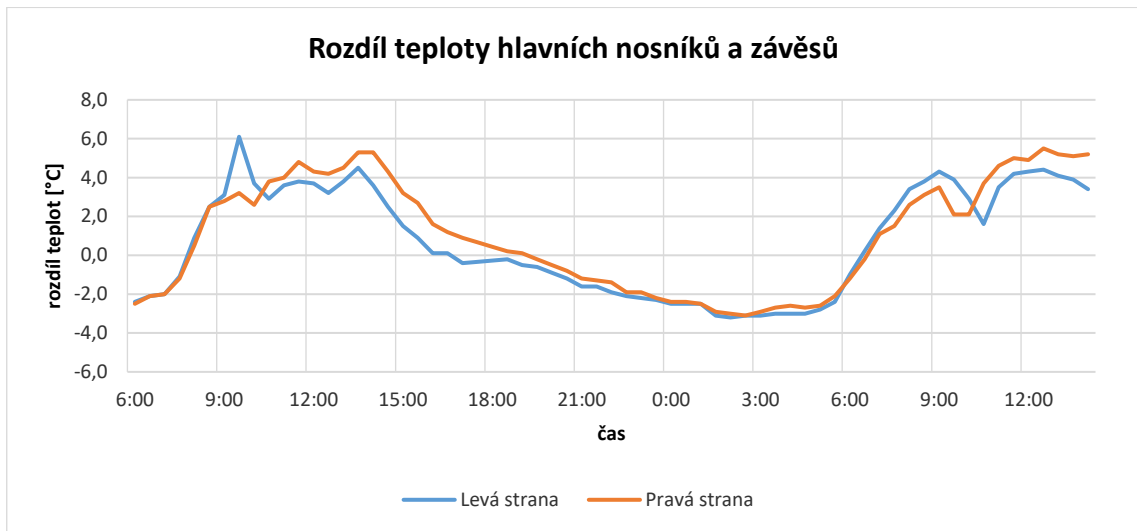
Při sledování konstrukce byly zjištěny výrazné deformace související s teplotními účinky. Mezi hlavní projevy se řadí svislá deformace (průhyb) hlavních nosníků a příčná deformace pylonů. V monitoringu byla sledována také podélná dilatace mostní konstrukce. Zároveň byla také ověřena funkčnost ložisek.

#### 4.1.4.1 Průhyb hlavních nosníků

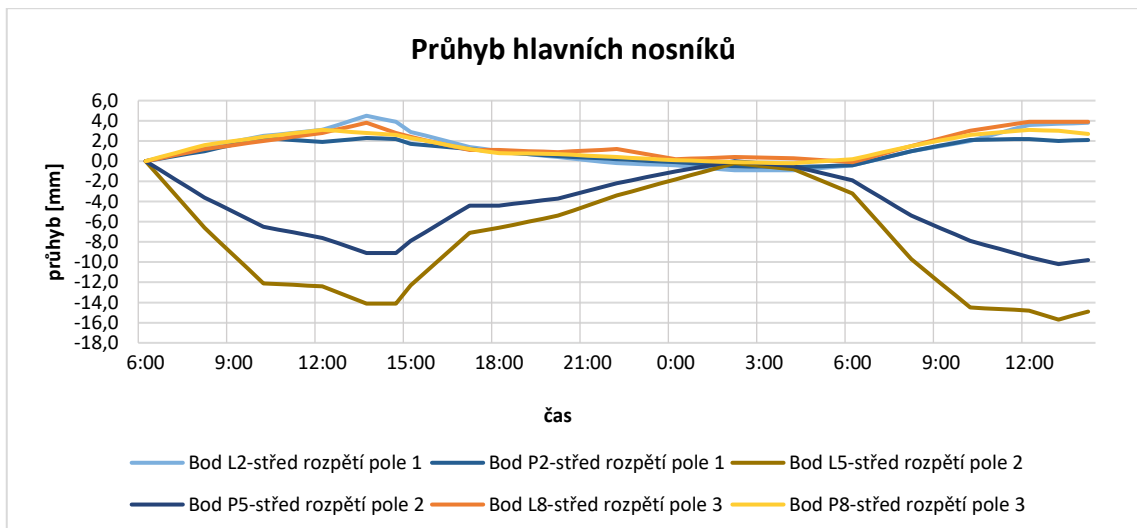
Průhyb hlavních nosníků byl hlavní sledovanou veličinou při monitoringu konstrukce. Při ohřívání konstrukce dochází ke zvyšování deformace v hlavním poli. Oproti tomu jsou zákonitě krajní pole nadzvedávána. Hlavní pole se vlivem působení teploty zdeformovalo v průběhu dne až o 16 mm. Jednou z příčin, která může být s danou deformací spojena je rozdílné ohřátí závěsů a hlavních nosníků konstrukce. Na Obr. 33 je zobrazen rozdíl teplot hlavních nosníků a závěsů, které koresponduje s průběhem deformací. Daný předpoklad byl následně ověřen v numerickém modelu konstrukce.



Obr. 32 Průběh teploty na nosné konstrukci



Obr. 33 Rozdíl teplot hlavních nosníků a závěsů

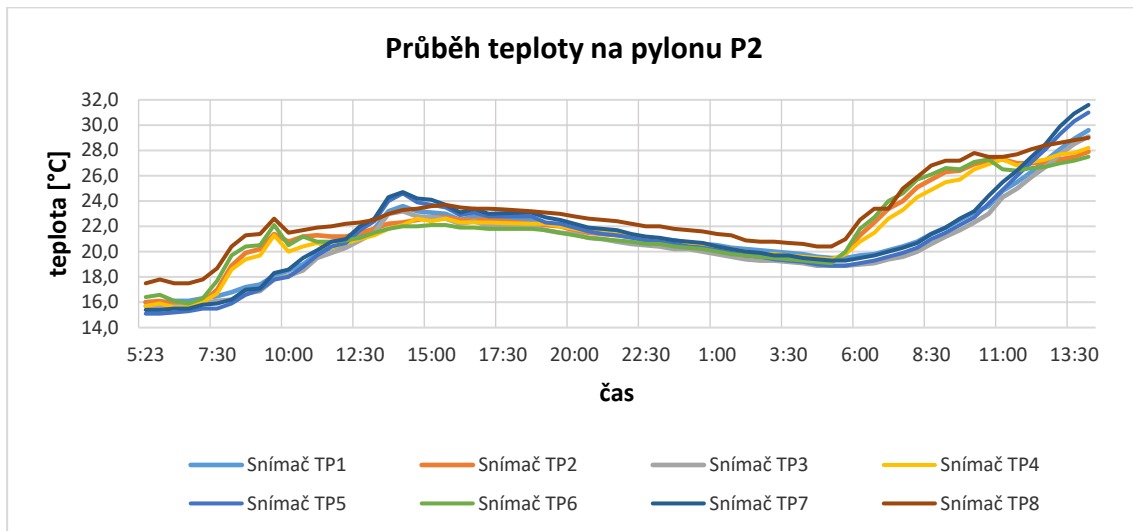


Obr. 34 Průhyb hlavních nosníků

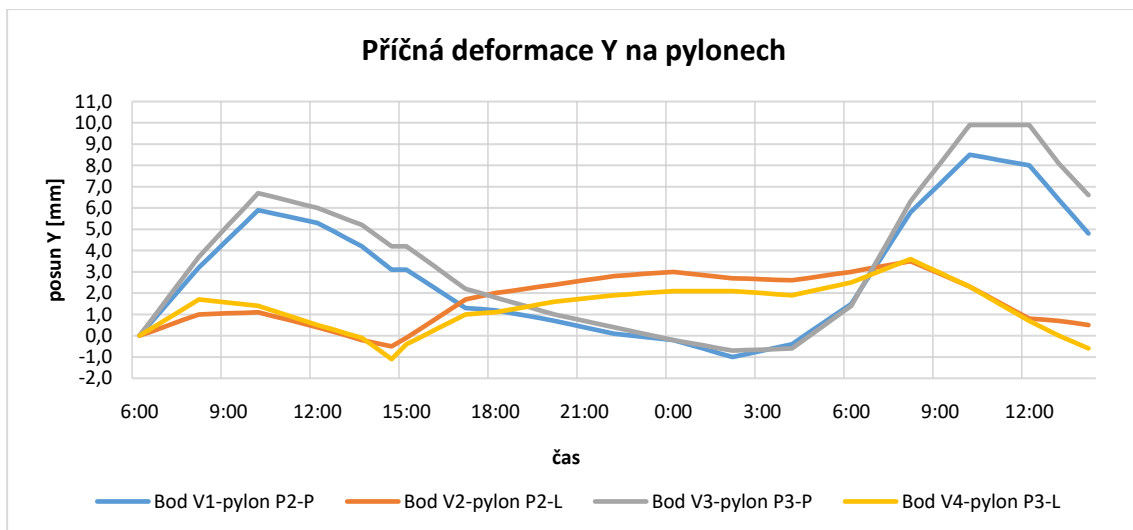
### 4.1.4.2 Deformace pylonů

Jedním ze zásadních faktorů, které mají vliv na deformaci pylonů, je teplota. V podélném směru se vrcholy pylonů pohybují ve směru dilatace. Mostní konstrukce dilatuje od svého středu. Na vnitřních pilířích jsou umístěna pevná ložiska, a proto dochází k rozpírání pilířů vedoucí k posunu vrcholu pylonů.

Z výsledků měření teplot na pylonu P2 si lze všimnout rozdílného ohřívání levého a pravého povrchu. Most je orientovaný směrem na sever a v ranních hodinách při východu slunce je pravá strana povrchu přímo vystavena jeho účinkům. V odpoledních hodinách působí účinky slunce na levou stranu. Toto nerovnoměrné ohřívání pylonu, které dosahuje až 5 °C, je spojeno s výraznou příčnou deformací vrcholu pylonů.



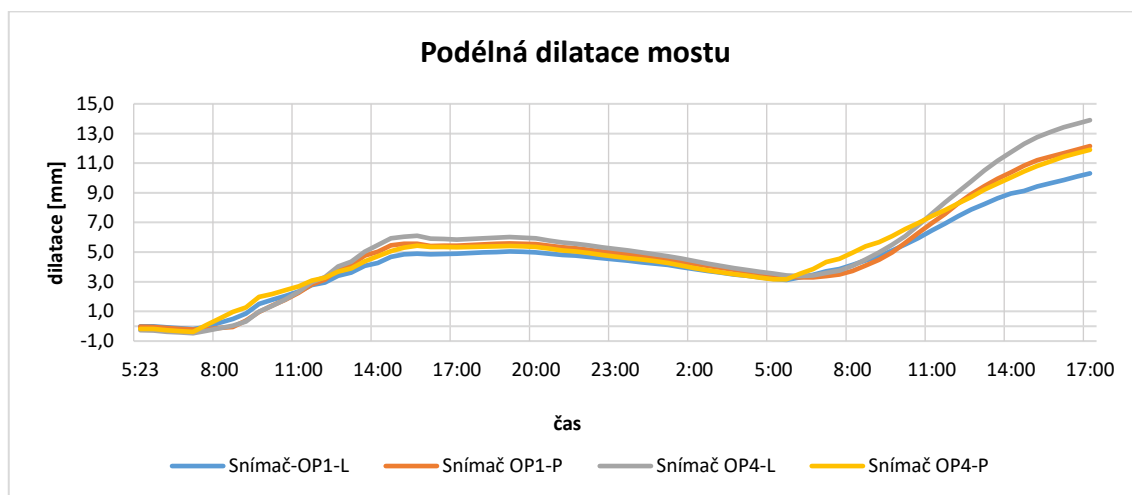
Obr. 35 Průběh teploty na pylonu P2



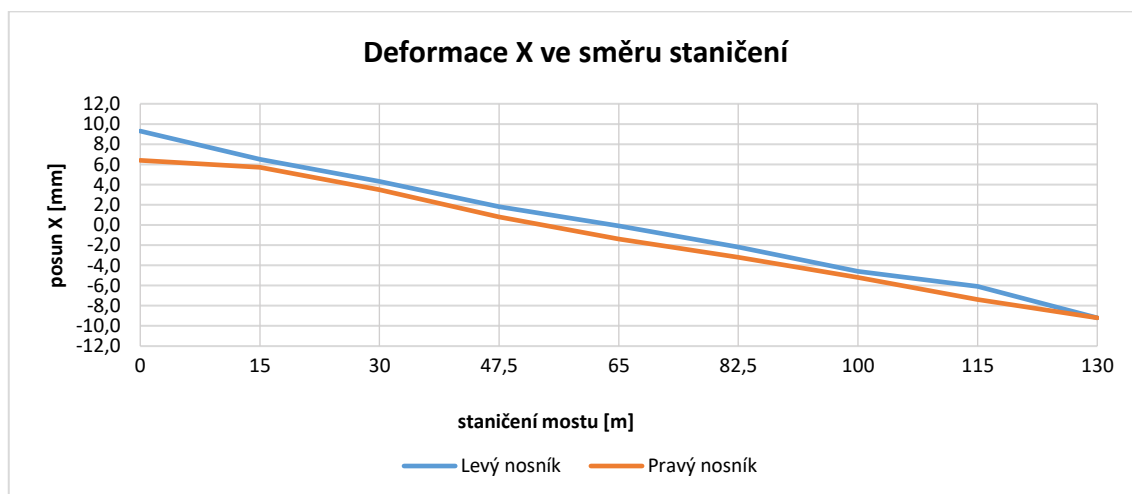
Obr. 36 Příčná deformace Y na pylonech

### 4.1.4.3 Podélná dilatace mostu

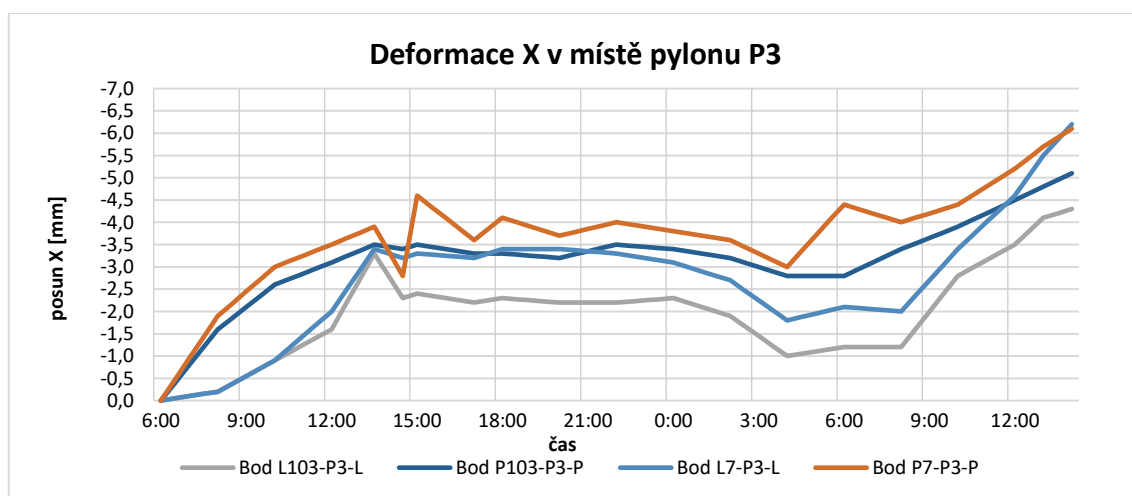
Teplotní změny jsou spojeny primárně s podélnou dilatací konstrukce. Jak lze vidět na Obr. 37 dochází vlivem ohřívání k rozpínání konstrukce. Vzhledem k charakteru konstrukce byl také ověřen střed dilatace. Na podpěrách jsou umístěna pevná ložiska, tudíž při ohřívání konstrukce jsou podpěry a pylony roztlačovány od sebe. Z toho důvodu bylo také ověřeno fungování pevných ložisek na podpěrách. Z geodetického monitoringu bylo možné vynést závislost posunu ve směru X pro dané staničení. Dle Obr. 38 vychází střed dilatace skutečně do středu rozpětí hlavního pole mezi pylony. Na Obr. 39 jsou vykresleny deformace bodu na mostovce v místě pylonů a deformace spodní stavby u ložisek. Průběh a velikosti deformací si vzájemně odpovídají, z čehož lze usuzovat, že pevná ložiska fungují.



Obr. 37 Podélná dilatace mostu



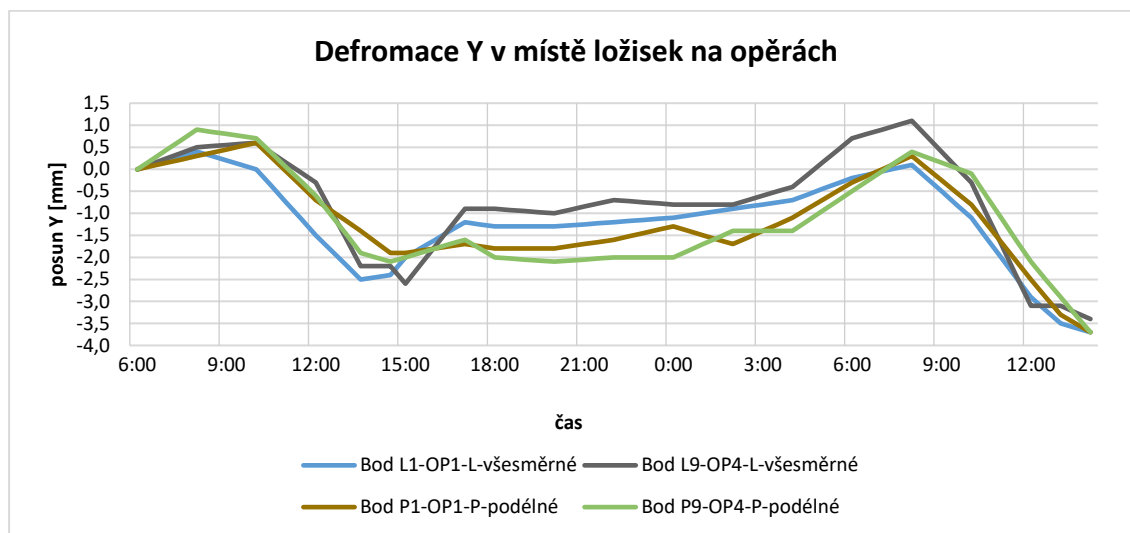
Obr. 38 Deformace X ve směru staničení



Obr. 39 Deformace Y v místě pylonu P3

### 4.1.4.4 Příčná dilatace na opěrách

Zajímavým zjištěným poznatkem monitoringu byla i příčná deformace nosné konstrukce u opěr. Na opěrách jsou na levé straně umístěna všesměrná ložiska a na pravé straně podélná ložiska. Mostní konstrukci je tedy umožněna dilatace pouze na levé straně. Z výsledků monitoringu dochází při ohřívání konstrukce k příčnému posunu i v místě podélného ložiska. To ukazuje jednak na existenci příčných vůlí u podélných ložisek, ale také může ukazovat i částečné poškození vodící lišty.



Obr. 40 Deformace Y v místě ložisek na opěrách

## 4.2 Statická a dynamická zatěžovací zkouška

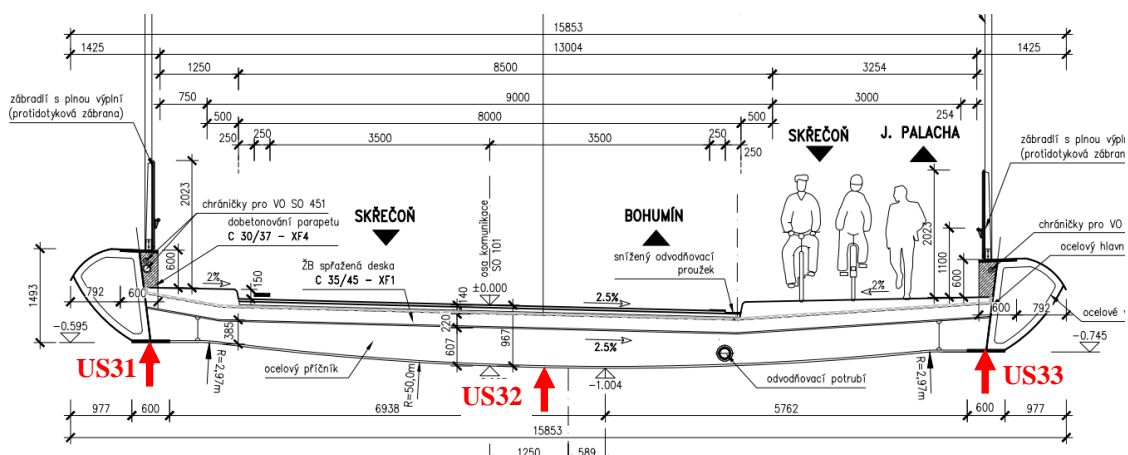
V rámci experimentálního měření byla provedena studijní statická zatěžovací zkouška dle ČSN 73 6209. Ta byla doplněna o sérii dynamických přejezdů soustavou vozidel. Hlavním cílem statické a dynamické zatěžovací zkoušky bylo:

- stanovit stávající tahovou sílu v koncových táhlech
- ověřit chování konstrukce při překonání tahové reakce v koncových táhlech
- zjistit podrobné chování koncových táhel a čepů při zatížení
- zjistit vůle v ložiscích na opěrách
- zjistit rozsah dynamických účinků na koncových táhlech při přejezdu vozidel.

### 4.2.1 Přehled sledovaných míst při statické a dynamické zatěžovací zkoušce

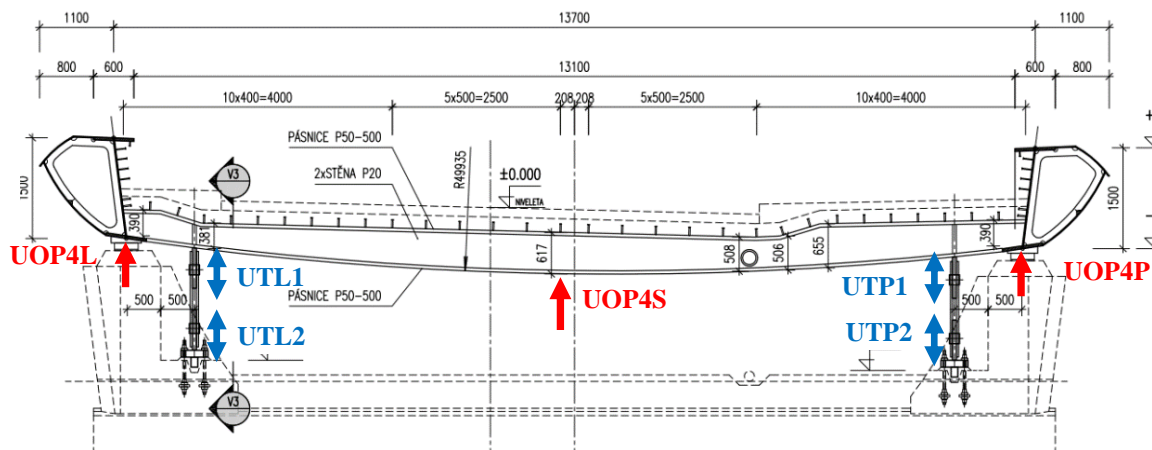
Při statické zatěžovací zkoušce byla měřena deformace nosné konstrukce, zatlačení ložisek a deformace spodní stavby. Pro sledování deformací celého mostu bylo využito trigonometrického měření. Popis a schéma měření je uvedeno v kapitole 4.1.2. Geodetické měření především měřilo deformace spodní stavby konstrukce a deformace hlavního pole mostovky, kde nebylo možné umístit snímače dráhy z důvodu železniční tratě. [11]

V krajním poli byly průhyby sledovány pomocí relativních induktivních snímačů dráhy typu WA50. Snímače byly umístěny na krajních nosnících a uprostřed příčniku. Schéma měření je uvedeno na Obr. 41. V místě opěry bylo sledováno zatlačení ložisek, průhyb příčniku a deformace v místě táhel pomocí induktivních LVDT snímačů dráhy typu DTA-5G-CA. Schéma měření se nachází na Obr. 42. [11]



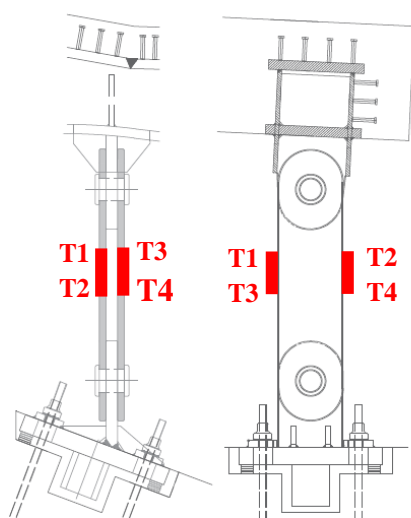
Obr. 41 Příčný řez v poli – poloha snímačů/měření průhybu [11]

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

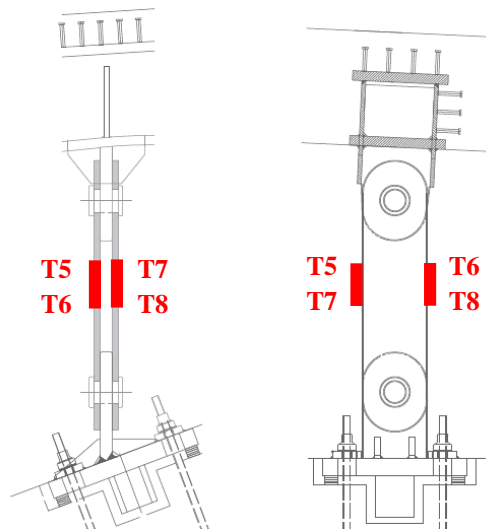


Obr. 42 Příčný řez nad opěrou OP4 – poloha snímačů [11]

Pro měření poměrných deformací na koncových táhlech u opěry OP4 bylo zvoleno celkem 8 tenzometrů typu HBM 10/120 LY11. Tenzometry byly zapojeny pomocí tenzometrického čtvrtmostu do měřicí ústředny ESM DV 803. Poloha a označení je uvedena na Obr. 43 a Obr. 44.



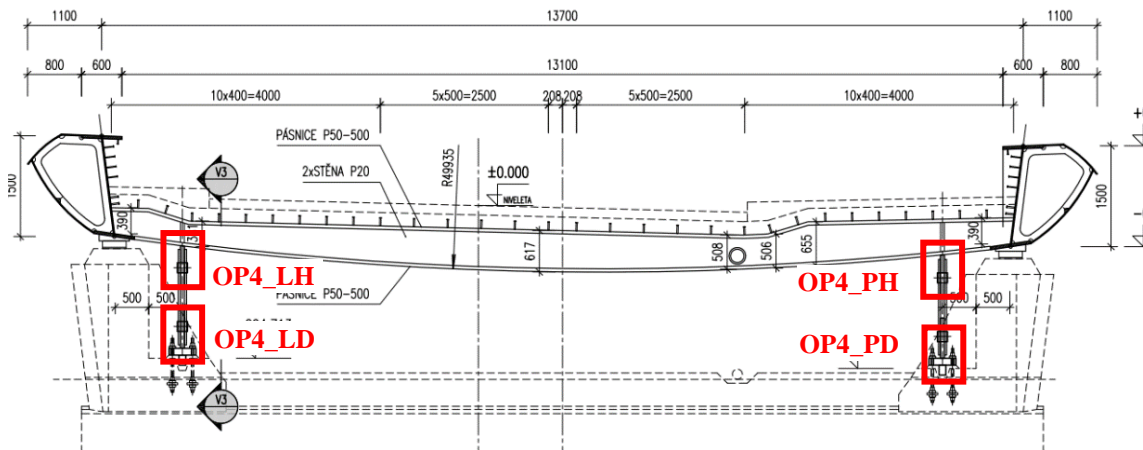
Obr. 43 Schéma umístění tenzometrů OP4 – levé táhlo [11]



Obr. 44 Schéma umístění tenzometrů OP4 – pravé táhlo [11]

Pro detailní měření deformací a posunu u koncových táhel byl využit optický systém bezkontaktního měření účinků zatížení metodou digitální korelace obrazu (DIC – digital image correlation). Digitální korelace obrazu je založena na principech fotogrammetrického měření. Pro účely této zkoušky byl použit systém DIC firmy Correlated solutions umožňující 2D a 3D měření. Pro statickou a dynamickou zkoušku byla zvolena 2D metoda umožňující pomocí softwarové synchronizace současné měření pomocí čtyř aktivních kamer. Vyhodnocení experimentu bylo provedeno v programu VIC-2D od firmy Correlated solutions. [11]

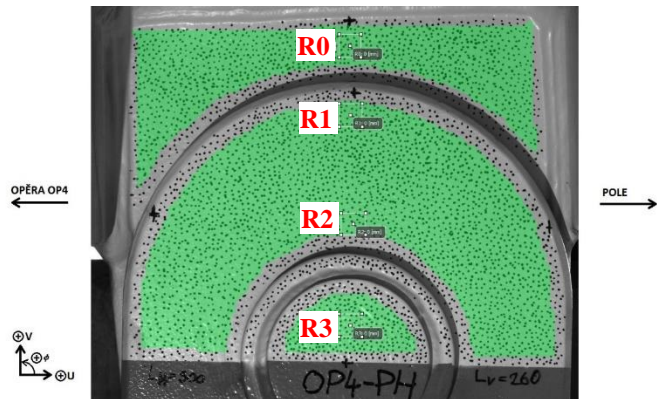




Obr. 45 Schéma měření metodou DIC na opěře OP4 [11]



Obr. 46 Sestava pro měření deformací metodou DIC (foto: Vojtěch Stančík)



Obr. 47 Měřená místa a konvence vyhodnocených veličin v rámci sledované oblasti OP4\_PH [11]

### 4.2.2 Popis statické zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkouška byla primárně zaměřena na chování koncových táhel na opěře OP4 (ZS1 a ZS6). Dále v rámci zkoušky byly zjištěny maximální průhyby ve středním poli (ZS3, ZS4) a krajním poli (ZS2 a ZS5). Účinnost zkušebního břemene byla zvolena na základě numerického modelu. Jako břemeno byla použita sestava 4 nákladních vozidel a jeřáb o celkové hmotnosti 188,26 t. Přehled zatížení vozidly je uveden v Tab. 6. Statická zatěžovací zkouška byla provedena vzhledem k teplotním účinkům ovlivňujícím chování koncových táhel ve 3 zatěžovacích stavech provedených v ranních hodinách na ochlazené konstrukci a ve 3 stejných zatěžovacích stavech v odpoledních hodinách na ohřáté konstrukci. Celkem bylo tedy provedeno 6 zatěžovacích stavů. Zatěžování bylo realizováno v jediném zatěžovacím stupni. [11]

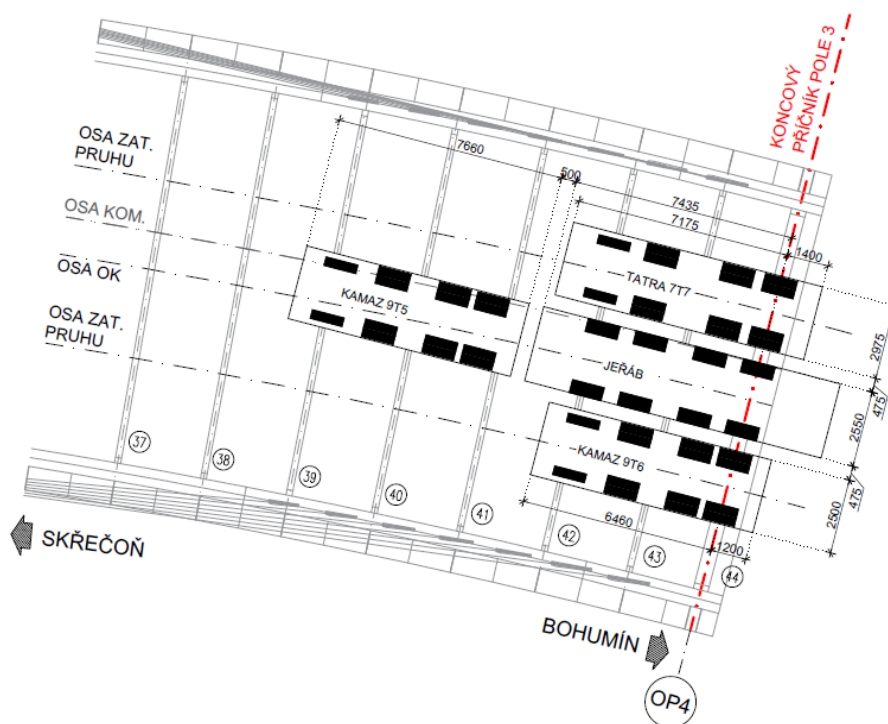
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



Obr. 48 Statická zatěžovací zkouška – zatěžovací stav ZS4 (foto: Tomáš Dejmek)

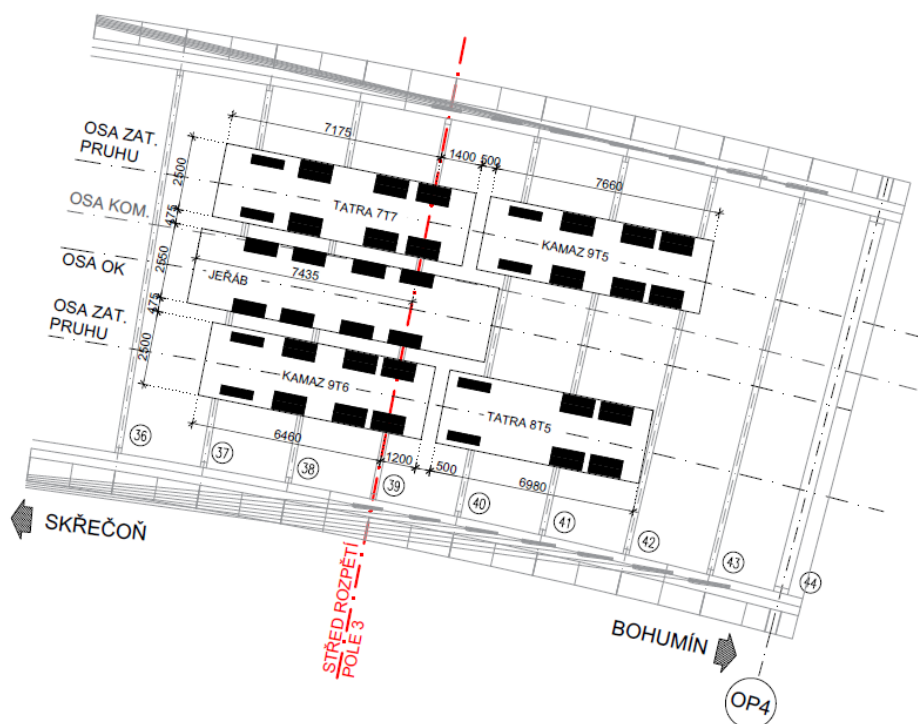
Tab. 6 Přehled hmotností použitých zkušebních vozidel [11]

Označení zatěžovacího vozidla	SPZ	Celková hmotnost	Přední náprava 1 hmotnost	Přední náprava 2 hmotnost	Zadní náprava 1 hmotnost	Zadní náprava 2 hmotnost
		[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
Jeřáb	T02 4313	53 300	12930	12930	13720	13720
Tatra 8T5	8T5 5273	23260	6460	-	8400	8400
Tatra 7T7	7TT 4329	43320	7420	7420	14240	14240
Kamaz 9T6	9T6 7974	37280	5880	5880	12760	12760
Kamza 9T5	9T5 5453	31100	4900	4900	10650	10650

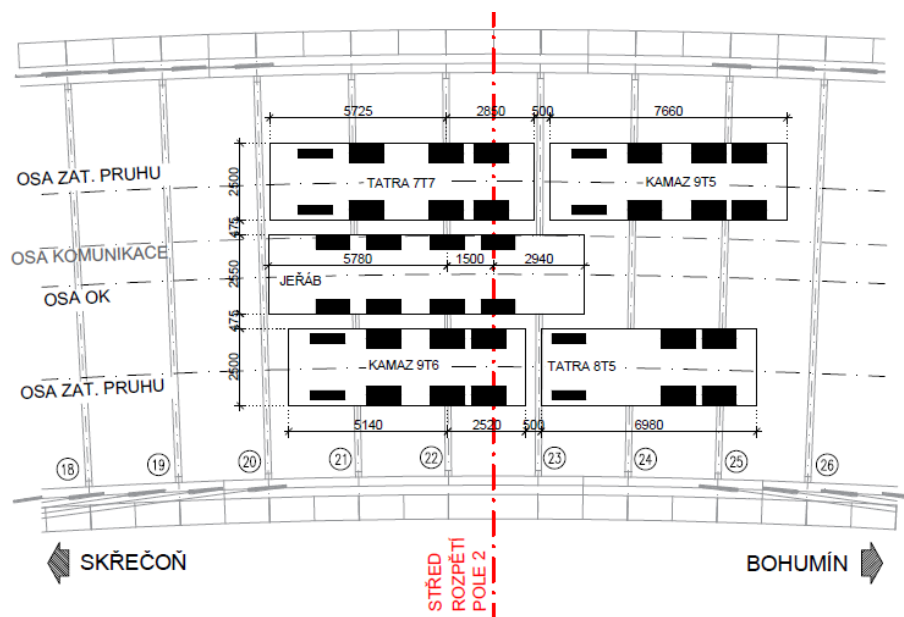


Obr. 49 Schéma zatěžovacího stavu ZS1 a ZS6 – půdorys [11]

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



Obr. 50 Schéma zatěžovacího stavu ZS2 a ZS5 – půdorys [11]



Obr. 51 Schéma zatěžovacího stavu ZS3 a ZS4 – půdorys [11]

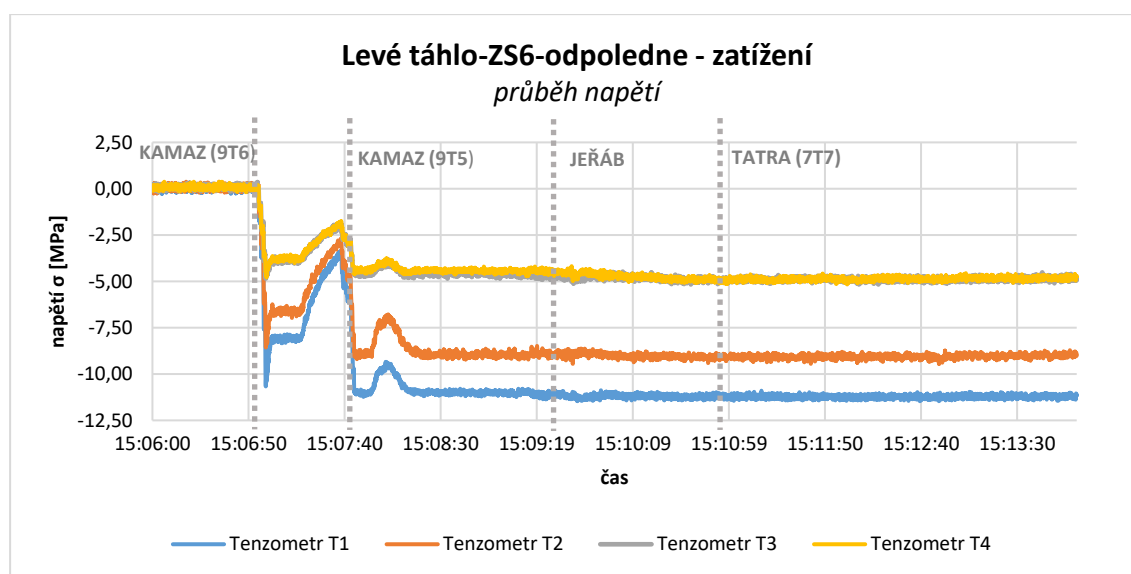
### 4.2.3 Dynamické přejezdy vozidel

Dynamické přejezdy vozidel byly provedeny mezi ranní a odpolední statickou zatěžovací zkouškou. Při zkoušce byly zvoleny přejezdy různými rychlostmi v různém uskupení nákladních vozidel použitých při SZZ. Vozidla vždy přešla most v obou směrech. Výchozí přejezdy byly provedeny v seskupení jeřábu a Tatra (7T7) rychlostmi 5, 20, 30, 40 km/h. Dále byly zvoleny i přejezdy v uskupení 4 vozidel (jeřáb, Tatra 7T7 a oba Kamazy) pro dosažení maximálního účinku rychlostí 30 km/h. Pro srovnání byl proveden i přejezd lehčím vozidlem. Pro tento účel byla použita dodávka Volkswagen Crafter. Celkem bylo provedeno 32 dynamických přejezdů. [11]

### 4.2.4 Shrnutí hlavních výsledků statické a dynamické zatěžovací zkoušky

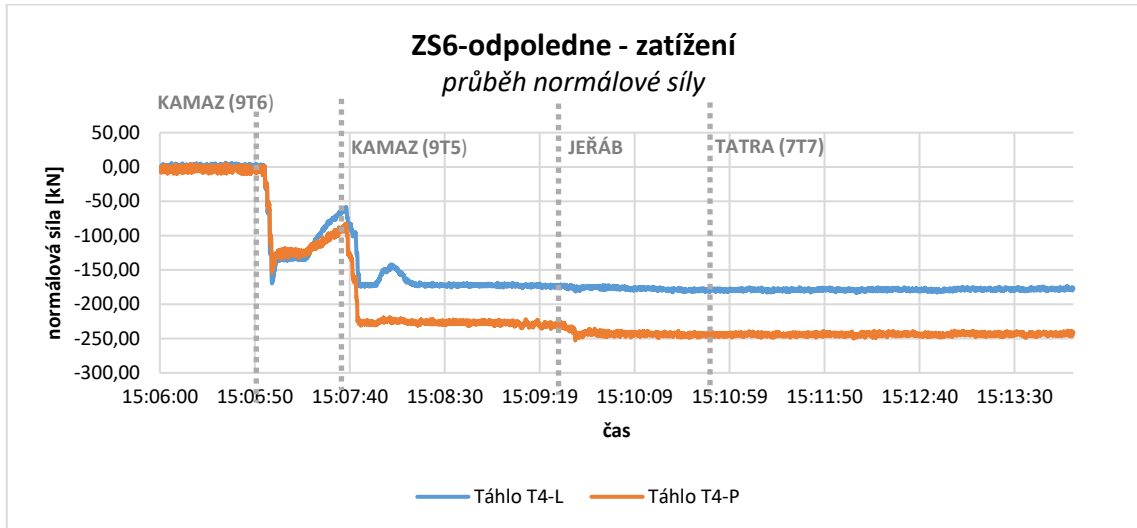
Hlavním cílem statické zatěžovací zkoušky bylo určení velikosti tahové rezervy u koncových táhel na opěře OP4 za různých teplotních podmínek. Na základě výsledků tenzometrického měření bylo možné tuto rezervu určit. Při zatěžovacím stavu ZS1 a Z6 dochází k nárůstu namáhání pouze při najetí dvou nákladních vozidel Kamaz, jak je uvedeno na Obr. 52 a Obr. 53. Najetí ostatních vozidel již další namáhání nezpůsobuje. Dle toho lze uvažovat, že došlo k vyčerpání tahové reakce a odlehčení koncových táhel. [10], [11]

Dle vyhodnocených výsledků měření v Tab. 7 a Tab. 8 jsou táhla rozdílně namáhána. Výsledná tahová rezerva v táhlech na opěře OP4 byla na základě ranního zatěžovacího stavu ZS1 vyhodnocena jako 214 kN pro pravé táhlo a 306 kN pro levé táhlo. Při odpoledním zatěžovacím stavu ZS6 na ohřáté konstrukci byly síly nižší, pro pravé táhlo 177 kN a pro levé táhlo 242 kN. Rozdíl je pravděpodobně způsoben teplotními účinky. Z průběhu napětí na Obr. 52 si můžeme povšimnout, že rozdílné je i namáhání mezi plechy. To může být způsobeno natočením čepu a možnému příčnému ohybu. [10], [11]



Obr. 52 Zatěžovací stav ZS6 – průběh napětí na levém táhle při zatížení [11]

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



Obr. 53 Zatěžovací stav ZS6 – průběh normálové síly na levém a pravém táhle [11]

Tab. 7 Vyhodnocení zatěžovacích stavů ZS1 a ZS6 na levém táhle [11]

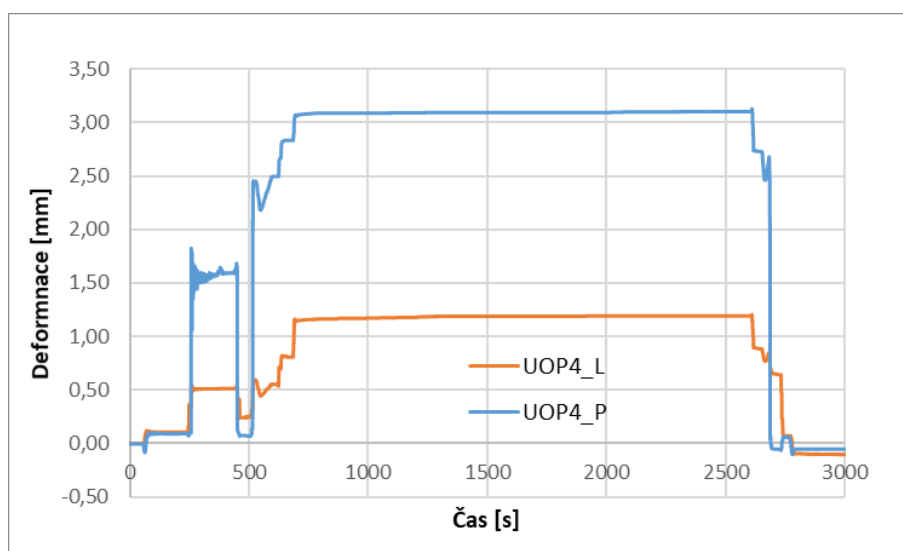
Snímač	Levé táhle										Rozdíl	
	ZS1-ráno					ZS6-odpoledne					Rozdíl předpětí [MPa]	Rozdíl předpětí [kN]
	Předpětí táhla [MPa]	Předpětí táhla [kN]	Reziduální napětí [MPa]	Reziduální síla [kN]	Celková síla v táhle [kN]	Předpětí táhla [MPa]	Předpětí táhla [kN]	Reziduální napětí [MPa]	Reziduální síla [kN]	Celková síla v táhle [kN]		
Tenzometr T1 - OP4L-levý plech	-12,38	-147,30	0,97	11,49	-214,84	-11,23	-133,60	-0,29	-3,49	-177,11	-1,15	-13,69
Tenzometr T2 - OP4L-levý plech	-11,89	-141,50	-1,46	-17,36		-8,89	-105,76	0,30	3,60		-3,00	-35,74
Tenzometr T3 - OP4L-pravý plech	-5,99	-71,23	-1,03	-12,21		-4,86	-57,79	-0,02	-0,20		-1,13	-13,43
Tenzometr T4 - OP4L-pravý plech	-5,85	-69,66	-0,19	-2,29		-4,80	-57,06	0,37	4,37		-1,06	-12,60

Tab. 8 Vyhodnocení zatěžovacích stavů ZS1 a ZS6 na pravém táhle [11]

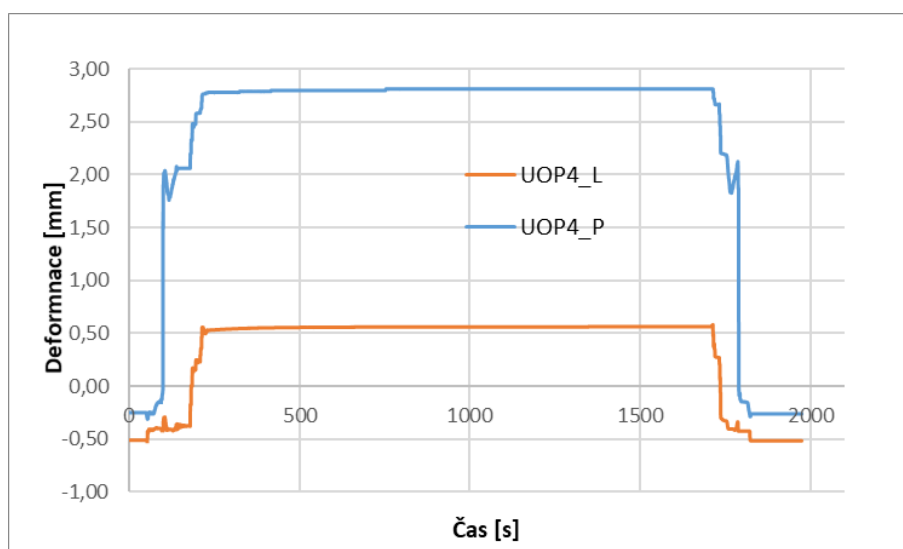
Snímač	Pravé táhle										Rozdíl	
	ZS1-ráno					ZS6-odpoledne					Rozdíl předpětí [MPa]	Rozdíl předpětí [kN]
	Předpětí táhla [MPa]	Předpětí táhla [kN]	Reziduální napětí [MPa]	Reziduální síla [kN]	Celková síla v táhle [kN]	Předpětí táhla [MPa]	Předpětí táhla [kN]	Reziduální napětí [MPa]	Reziduální síla [kN]	Celková síla v táhle [kN]		
Tenzometr T5 - OP4P-levý plech	-9,71	-115,51	-0,42	-5,02	-306,45	-7,81	-92,99	-0,17	-2,00	-242,38	-1,89	-22,51
Tenzometr T6 - OP4P-levý plech	-9,01	-107,22	0,29	3,50		-6,87	-81,76	0,47	5,62		-2,14	-25,46
Tenzometr T7 - OP4P-pravý plech	-17,05	-202,91	0,18	2,10		-13,87	-165,07	-1,00	-11,94		-3,18	-37,84
Tenzometr T8 - OP4P-pravý plech	-15,74	-187,27	-1,64	-19,46		-12,18	-144,95	0,89	10,60		-3,56	-42,32

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Odlehčení koncových táhel je spojeno i se stlačením ložisek na opěře. V rámci endoskopické prohlídky byla změřena vůle 1 mm pouze na pravém ložisku. Při statické zatěžovací zkoušce byly zjištěny vůle na pravém ložisku až 3 mm a na levém ložisku až 1 mm (viz. Obr. 54 a Obr. 55). Zjištěné deformace ložisek ukazují, že volná spára (vůle) je uvnitř hrnce, tedy při prohlídce neviditelná. Tyto vůle ukazují na rozpojení ložisek v důsledku tahových reakcí, na které ložiska nebyla dimenzována. [10], [11]



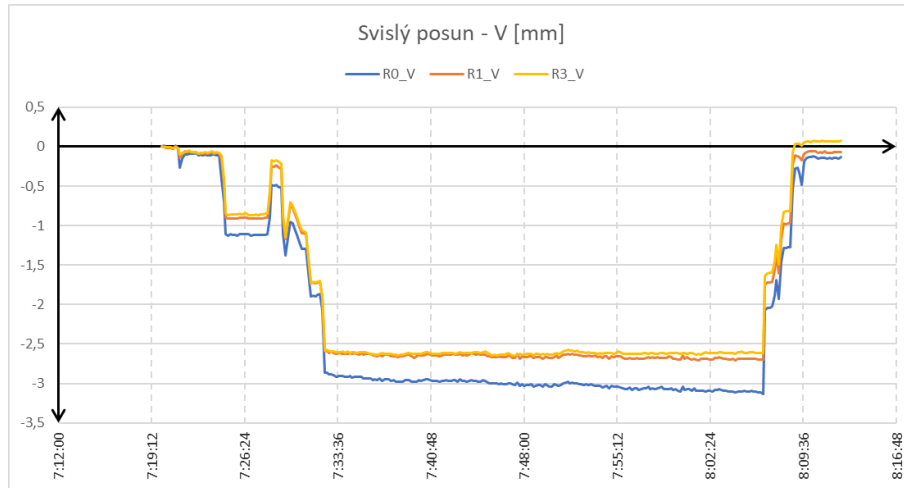
Obr. 54 Zatěžovací stav ZS1 – zatlačení ložisek vlevo a vpravo [11]



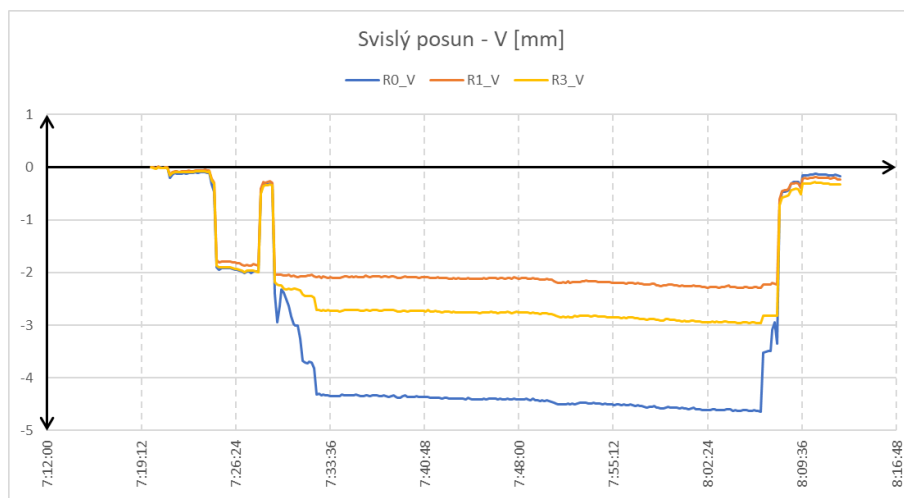
Obr. 55 Zatěžovací stav ZS6 – zatlačení ložisek vlevo a vpravo [11]

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Při zatěžovacím stavu ZS1 a ZS6 dochází i ke svislému posunu v místě přípoje koncových táhel. Dle měření DIC je svislý posun příčnicku (stýčnickového plechu) vyšší, než u samotného táhla (viz. Obr. 56 a Obr. 57). Zatlačení se pohybuje okolo 3 až 4 mm, přičemž se v tomto okamžiku se jeho deformace zastaví vlivem dosednutí na ložiska. [10], [11]



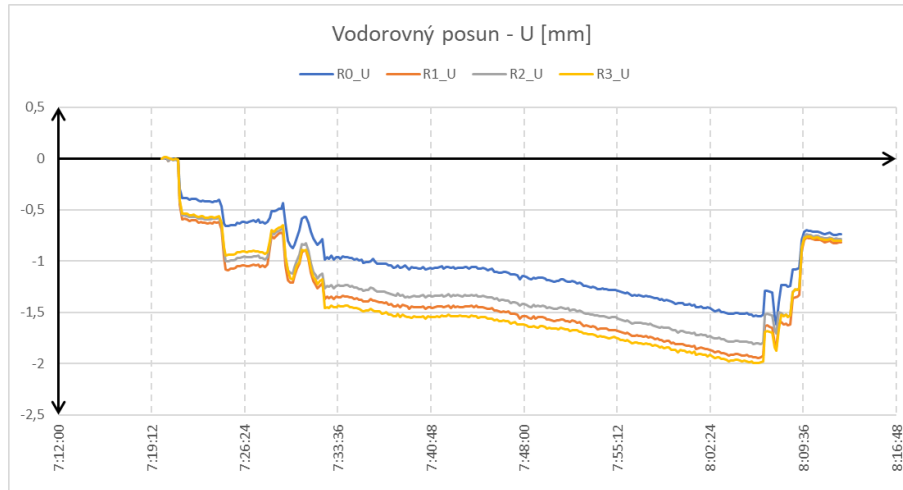
Obr. 56 Zatěžovací stav ZS1 – svislý posun OP4-LH [11]



Obr. 57 Zatěžovací stav ZS1 – svislý posun OP4-PH [11]

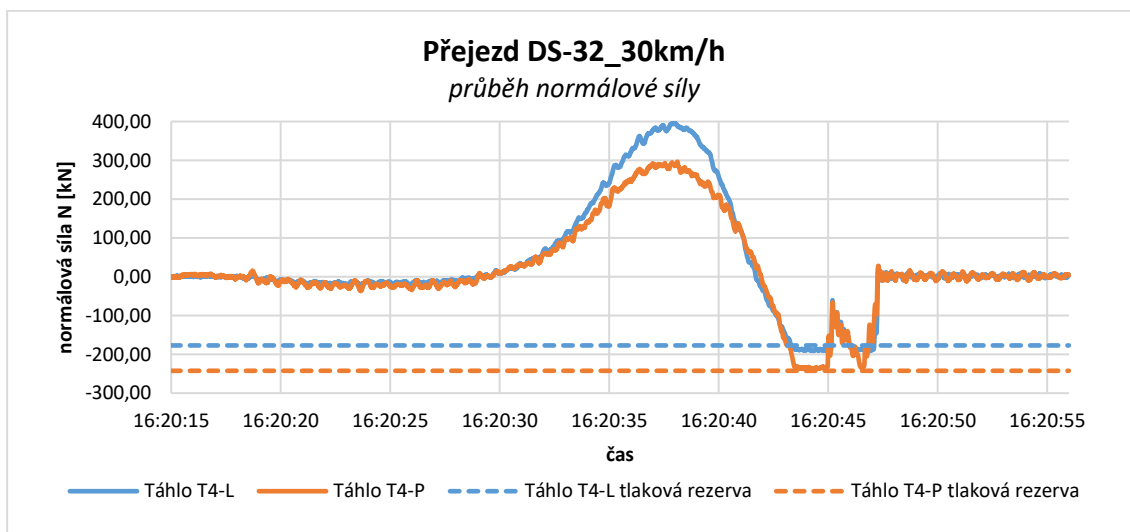
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Při zatížení koncového příčniku pro zatěžovacím stavu ZS1 a ZS6 dochází také k nezanedbatelnému vodorovnému posunu čepu. Dle výsledků měření DIC dosahují vodorovné deformace až 1,5 mm (viz Obr. 58). [10], [11]



Obr. 58 Zatěžovací stav ZS1 – vodorovný posun OP4-PH [11]

Z dynamických přejezdů je zde uveden zatěžovací stav DS-30 rychlostí 30 km/h. Přejezd byl proveden 4 vozidly (dvě nákladní vozidla Kamaz, nákladní vozidlo Tatra a jeřáb). Tenzometrické měření na koncových táhlech ukázalo, že při přejezdu došlo k odlehčení koncových táhel a dosednutí na ložiska. Ze záznamu je také vidět, že po sjetí první dvojice vozidel došlo ke zpětnému vymrštění konce konstrukce, následnému stlačení druhou dvojicí vozidel a opět k vymrštění konce konstrukce. Při přejezdu došlo při dosednutí na ložiska k akustickému projevu. Poklesy byly okem viditelné. Dynamická složka zatížení je nižší, ale i tak odpovídá cca 5 % statické složky. [10], [11]



Obr. 59 Přejezd DS-32 - průběh normálové síly na levém a pravém táhle [11]



### 4.3 Stanovení sil v závěsech pomocí frekvenční metody

V rámci experimentu bylo provedeno měření sil v závěsech pomocí frekvenční metody. Měření a následné vyhodnocení zpracoval prof. Ing. Michal Polák, CSc. a Ing. Tomáš Plachý, Ph.D. Experiment byl rozdělen na dvě základní části:

- stanovení základních vlastních frekvencí všech 56 závěsů mostního objektu.
- pro vybrané závěsy P01, P03, P05 a P07 byly navíc změřeny i vlastní tvary kmitání.

Cílem měření sil v závěsech bylo ověřit, zda nedošlo při sedání nebo v důsledku jiných vlivů k přerozdělení sil v závěsech. Následně posoudit, jestli dané přerozdělení nemůže mít dopad na zvýšené namáhání koncových oblastí. Dále ověřit stav, že jsou všechna táhla tažená.

#### 4.3.1 Popis měření

Pro měření byly použity absolutní snímače zrychlení 8344 vyráběné firmou Brüel&Kjaer. Snímače byly připevněny ke konstrukci pomocí neodymových magnetů a speciálních přípravků vyrobených z umělé hmoty. Měření bylo zpracovááno měřicí ústřednou Sirius 6ACC-2ACC+. Při měření byla také zjišťována teplota táhel a teplota vzduchu ve stínu pomocí digitálního teploměru GMH 3250 firmy Greisinger electronic. [12]



Obr. 60 Pohled na absolutní snímače zrychlení (foto: Michal Polák)

Stanovení sil v závěsech bylo provedeno pomocí frekvenční metody. U všech závěsů byly nejprve určeny vlastní frekvence pomocí dvou absolutních snímačů zrychlení. Jeden snímač měřil kmitání ve svislém směru Z. Druhý snímač měřil kmitání ve vodorovném směru Y. Rozkmitání a následné měření bylo realizováno pomocí silového impulzu, a při použití přirozených zdrojů budících sil (vítr). Při každém měření byl pořízen šestiminutový záznam kmitání závěsů se vzorkovací frekvencí 256 Hz. Naměřené kmitání bylo zpracováno pomocí průměrované rychlé Fourierovy transformace (Fast Fourier transform, zkratkou FFT) z 8 průměrů, s délkou okna 128 s s překrytím oken 75 %. Frekvenční krok výsledného Fourierova spektra byl  $\Delta f = 0,008$  Hz. [12]

U vybraných závěsů byly měřeny i vlastní tvary kmitání. Postup rozkmitávání byl shodný jako při měření vlastních frekvencí. Způsob měření byl odlišný pouze v tom, že na závěs byla rozmístěna síť 12 bodů, ve kterých bylo provedeno měření kmitání. Při vyhodnocování vlastních tvarů byl použit obdobný systém jako při vyhodnocování vlastních frekvencí závěsů. Naměřený časový záznam byl stejným způsobem převeden do frekvenční oblasti. Protože bylo měřeno celkem 12 snímači ve všech 12 sledovaných bodech závěsu ve shodný časový okamžik, nebylo nutné pořadnice jednotlivých vlastních tvarů ve sledovaných bodech závěsů normovat k pořadnici referenčního bodu. [12]

Na základě znalostí vlastních frekvencí bylo možné vyhodnotit síly v závěsech dle různých teorií. K vyhodnocení byly použity tři typy modelů závěsu:

- SSB – prutový model s konstantní hmotností a ohybovou tuhostí EI, u kterého je na obou jeho koncích předpokládáno kloubové uložení, tedy vazba umožňující volné pootočení.
- FB – prutový model s konstantní hmotností a ohybovou tuhostí EI, u kterého je na obou jeho koncích předpokládáno vetknutí, tedy vazba bránící pootočení.
- EFB – prutový model s konstantní hmotností a ohybovou tuhostí EI, u kterého je na obou jeho koncích předpokládáno pružné vetknutí, tedy vazba umožňující částečné pootočení. [12]

### 4.3.2 Výsledky měření

Část výsledků stanovených na základě změřených vlastních frekvencí je uvedena v Tab. 9. U vybraných závěsů byla normálová síla stanovena také při zahnutí vlastních tvarů kmitání. Výsledky se nachází v Tab. 10. Porovnání experimentálně stanovených sil a numerického modelu je uvedeno v kapitole 6.2.2. [12]

Tab. 9 Vyhodnocené síly v závěsech pouze na základě změřených vlastních frekvencí [12]

Označení závěsu			Směr vibrací	Teorie					
Projekt	Exper.	Průměr [mm]		SSB		EFB			FB
				Osová síla F [kN]	Ohybová tuhost EI [kPa m <sup>4</sup> ]	Osová síla F [kN]	Ohybová tuhost EI [kPa m <sup>4</sup> ]	Tuhost k dzeta [kN m]	Osová síla F [kN]
15	P01	M100	Y	<b>896.6</b>	988.6	<b>895.0</b>	994.8	0.006	<b>749.1</b>
			Z	<b>919.1</b>	997.7	<b>918.8</b>	997.2	0.600	<b>790.2</b>
16	P02	M100	Y	<b>880.8</b>	1000.9	<b>877.8</b>	1020.4	0.157	<b>721.2</b>
			Z	<b>897.9</b>	970.9	<b>898.5</b>	966.4	1.191	<b>765.1</b>
17	P03	M85	Y	<b>768.1</b>	476.3	<b>765.9</b>	485.5	0.335	<b>650.5</b>
			Z	<b>771.4</b>	448.5	<b>769.1</b>	454.8	0.871	<b>670.4</b>
18	P04	M85	Y	<b>746.9</b>	522.7	<b>741.9</b>	522.6	28.096	<b>631.9</b>
			Z	<b>760.0</b>	482.3	<b>761.4</b>	475.1	0.012	<b>656.9</b>
19	P05	M85	Y	<b>827.9</b>	416.0	<b>829.4</b>	408.0	0.003	<b>701.6</b>
			Z	<b>816.8</b>	474.8	<b>817.7</b>	469.2	2.212	<b>694.5</b>
20	P06	M85	Y	<b>901.2</b>	408.7	<b>898.9</b>	404.7	16.045	<b>747.9</b>
			Z	<b>886.1</b>	402.6	<b>875.4</b>	401.4	50.977	<b>735.2</b>
21	P07	M90	Y	<b>1083.6</b>	617.4	<b>1084.5</b>	608.1	0.150	<b>867.1</b>
			Z	<b>1060.7</b>	611.0	<b>1060.8</b>	608.4	0.872	<b>844.4</b>

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 10 Vyhodnocené síly v závěsech na základě změřených vlastních frekvencí a vlastních tvarů [12]

Označení závěsu			Směr vibrací	Teorie							
Projekt	Exper.	Označení průměru závěsu		SSB		EFB - pouze tři $f_{(j)}$			EFB - dvě $f_{(j)}$ a $r_{(j)}$		
				Osová síla F [kN]	Ohybová tuhost EI [kPa m <sup>4</sup> ]	Osová síla F [kN]	Ohybová tuhost EI [kPa m <sup>4</sup> ]	Tuhost k dzeta [kN m]	Osová síla F [kN]	Ohybová tuhost EI [kPa m <sup>4</sup> ]	Tuhost k dzeta [kN m]
15	P01	M100	Z	<b>903.3</b>	1087	<b>902.8</b>	1062	7.3	<b>772.0</b>	848.7	88166
17	P03	M85	Z	<b>764.7</b>	450	<b>754.9</b>	534	0.0	<b>627.2</b>	675.9	32684
19	P05	M85	Z	<b>820.5</b>	279	<b>816.4</b>	283	17.9	<b>670.1</b>	483.1	210734
19	P05 SSZ	M85	Z	<b>944.0</b>	301	<b>942.5</b>	306	3.0	<b>724.9</b>	843.5	22779
21	P07	M90	Z	<b>1011.3</b>	796	<b>1019.8</b>	727	0.3	<b>823.1</b>	870.8	2051

### 4.3.3 Shrnutí výsledků

Na úvod lze uvést, že závěsy zkoumané mostní konstrukce nejsou ideální pro aplikaci frekvenční metody. Závěsy jsou krátké a mají poměrně vysokou ohybovou tuhost. Velikost vyhodnocených sil je výraznějším způsobem ovlivněna okrajovými podmínkami uložení závěsu, než by tomu bylo u delších a na ohyb poddajnějších konstrukčních prvků. [12]

Dynamické chování závěsů se nejvíce blíží chování modelu EFB, když byly k identifikaci osových sil použity naměřené vlastní tvary. Při porovnání velikosti osových sil v závěsech P01, P03, P05 a P07 modelu EFB (viz Tab. 10) s výsledky sil získaných z modelů zahrnujících pouze vlastní frekvence (viz Tab. 9) lze usuzovat, že velikosti sil jsou blízké výsledkům získaných při použití teorie FB. [12]

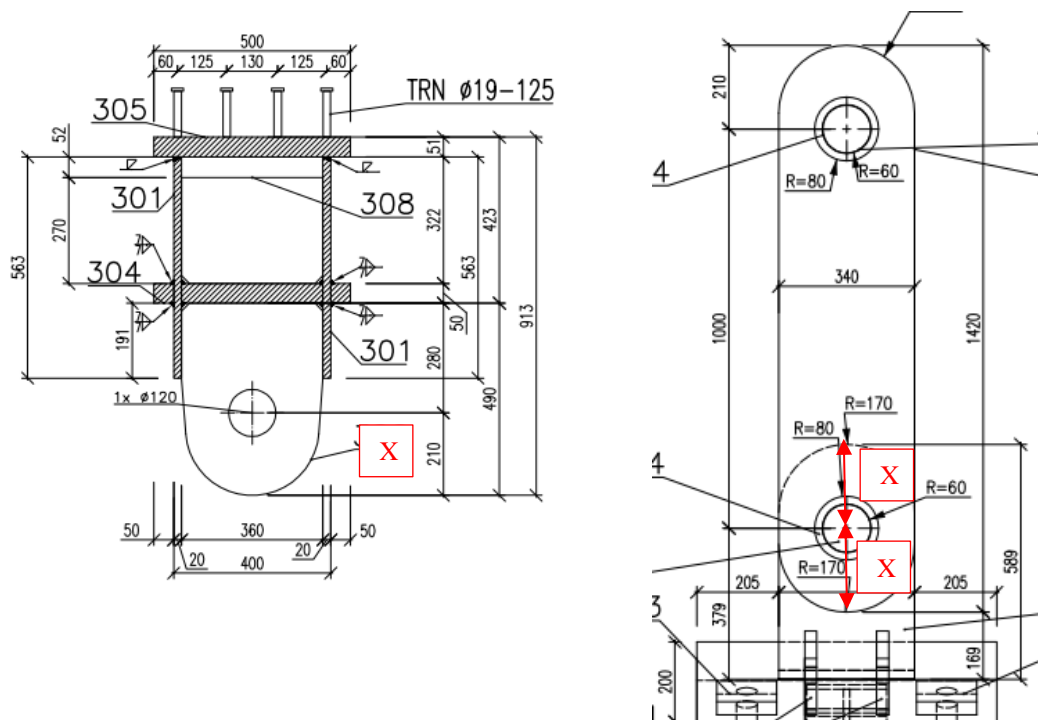
Vedle přiléhavosti použitých teoretických modelů jsou nepřesnosti vyhodnocených výsledků navíc ovlivněny jejich citlivostí na nepřesnosti vstupních parametrů (hmotnost závěsů, délka závěsů). Tato citlivost se pohybuje zhruba okolo 3 %. [12]

Z výsledků analýzy lze konstatovat, že jsou síly v závěsech vyrovnané. V žádném závěsu není příliš malá síla, která by svou velikostí zřetelně vybočovala z vyhodnocených výsledků, a stejně tak v žádném závěsu není příliš velká síla. Dále jsou síly v mostních závěsech s dostatečnou rezervou stále tahové a odpovídají předpokladům numerického modelu. Lze konstatovat, že hypotéza o přerozdělení sil v závěsech s dopady na poškození táhel nebyla potvrzena. [12]

## 4.4 Zjištění stavu poškození táhel a čepu

Jednou z dalších dílčích činností experimentálního měření bylo zjištění stavu poškození táhel a čepu. Vzhledem k nepřístupnosti daného detailu nebylo možné poškození určit a posoudit vizuálně. Pro zjištění stavu poškození byly tedy použity dvě nepřímé metody. První z těchto metod bylo klasické měření geometrie pomocí úhelníků, příložných měřitek a sklonoměru. Hodnoty byly následně porovnány s teoretickými výkresovými hodnotami. Druhou metodou bylo laserové skenování.

Klasické měření se ukázalo jako vhodnější než laserové skenování. U laserového skenování docházelo na hranách plechů ke zdánlivému zaoblení a nežádoucím odchylkám. Při měření byla sledována hodnota X, což je vzdálenost osy čepu ke konci styčnickového plechu nebo plechu táhla k jeho okraji ve směru působící síly. Dle VTD je teoretická hodnota X rovna 210 mm. [10]



Obr. 61 Koncová táhla – definice hodnoty X [5],[10]

Veličina X u koncových táhel byla následně změřena a vyhodnocena. Výsledky měření jsou uvedeny v Tab. 11. Při odečtení měřené a teoretické hodnoty je hodnota X stejná nebo menší. Na základě toho lze usuzovat, že v daném místě došlo k poškození. Kladný rozdíl naměřen nebyl, což ukazuje na to, že rozdíly nejsou způsobeny tolerancemi při pálení plechů. Součet daných rozdílů nám ukazuje celkovou míru poškození táhla v místě čepu. I přes odchylku v měření cca +/- 1 mm je patrné, že došlo k zmenšení hodnoty X a zvýšení vzdálenosti mezi čepy koncového táhla v rozmezí od 3 mm do 6 mm. [10]

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 11 Měřené hodnoty X a jejich vyhodnocení [10]

Teoretická hodnota X: 210 mm				Teoretická hodnota X: 210 mm			
<b>O1L</b>		X [mm]	$\Delta$ [mm]	<b>O1P</b>		X [mm]	$\Delta$ [mm]
Horní čep	Táhlo	209	-1	Horní čep	Táhlo	209	-1
	Styč. Plech	208	-2		Styč. Plech	205	-5
Dolní čep	Styč. Plech	210	0	Dolní čep	Styč. Plech	210	0
	Táhlo	208	-2		Táhlo	210	0
Celkem			<b>-5</b>	Celkem			<b>-6</b>

Teoretická hodnota X: 210 mm				Teoretická hodnota X: 210 mm			
<b>O4L</b>		X [mm]	$\Delta$ [mm]	<b>O4P</b>		X [mm]	$\Delta$ [mm]
Horní čep	Táhlo	209	-1	Horní čep	Táhlo	209	-1
	Styč. Plech	208	-2		Styč. Plech	209	-1
Dolní čep	Styč. Plech	210	0	Dolní čep	Styč. Plech	206	-4
	Táhlo	210	0		Táhlo	210	0
Celkem			<b>-3</b>	Celkem			<b>-6</b>

Dalším měřeným parametrem byl sklon táhel v příčném a podélném směru. Podélný sklon táhel je způsoben teplotními účinky, při kterých konstrukce dilataje, a tím natáčí koncová táhla. V příčném směru dochází k dilataci také, ale pro namáhání čepu je tento pohyb nepříznivý. Měřené hodnoty ukazují, že příčné sklony táhel vykazují poměrně nezanedbatelné hodnoty u obou ložisek. [10]

Tab. 12 Měřené hodnoty X a jejich vyhodnocení [10]

		Sklon táhla [mm/m]				
		Měřená data				Průměr
<b>O1L</b>	Příčný sklon	2,1	5,1	5,1	5,5	4,5
	Pod. sklon	15,3	11,4	11,4	14,6	13,2
<b>O1P</b>	Příčný sklon	-7,0	-3,5	-4,9	-4,4	-5,0
	Pod. sklon	24,5	24,0	25,0	30,0	25,9
<b>O4L</b>	Příčný sklon	-10,5	-11,1	-13,0	-13,2	-12,0
	Pod. sklon	-7,4	-2,5	-0,1	-2,1	-3,0
<b>O4P</b>	Příčný sklon	-7,9	-8,6	-7,0	-5,5	-7,3
	Pod. sklon	-0,7	-1,3	-4,6	-3,2	-2,5

Konvence:

Podélný sklon + je posun horního konce ve směru staničení

Příčný sklon + je posun horního konce zleva doprava

Teplota: Deska O1 18,3°C

Příčník O1 18,4°C

Táhlo O1 16,4°C

Táhlo T4 17,4°C

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

---

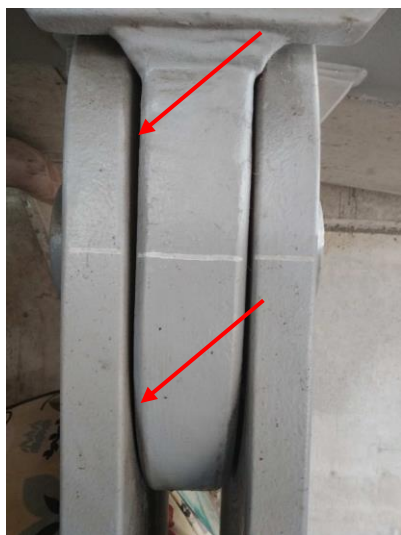
Při vizuální prohlídce koncových táhel byly zjištěny také imperfekce v poloze styčnickového plechu u příčníku a plechů táhla. Na styčné ploše se odchylka pohybovala v rozmezí od 0 do 6 mm. Daný sklon dále zvyšuje hranové napětí, které vede k rychlejšímu poškozování. Tento problém byl zohledněn při detailní analýze koncového táhle v kapitole 4.5. [10]



Obr. 62 Táhlo OP1-L – horní čep (foto: Pavel Ryjáček)



Obr. 63 Táhlo OP1-P – horní čep, patrné imperfekce (foto: Pavel Ryjáček)



Obr. 64 Táhlo OP4-L – horní čep (foto: Pavel Ryjáček)



Obr. 65 Táhlo OP4-P – horní čep (foto: Pavel Ryjáček)

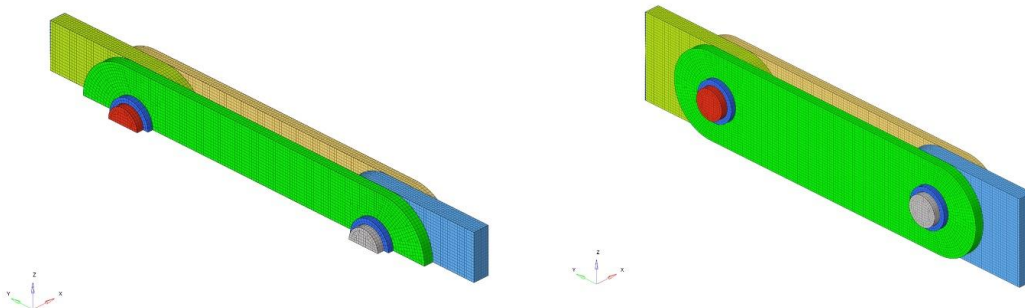
### 4.5 Dynamická analýza čepu koncového táhla

Další činností v rámci zjišťování příčin vzniku poruch u zavěšeného mostu byla provedena detailní dynamická nelineární analýza čepu koncového táhla. Při přejezdu těžších vozidel dochází k odlehčení koncových táhel a dosednutí konstrukce na ložiska. Následně po sjetí vozidla z mostu se konec konstrukce vymrští zpět do původní polohy. Tento pohyb je zachycen koncovými táhly, která jsou tímto způsobem cyklicky dynamicky namáhána.

Detailní analýza byla zpracována externí firmou Advanced Engineering s.r.o. zaměřující se na simulaci crash testů u vozidel. Analýza byla provedena za pomoci numerické simulace metodou konečných prvků. Výpočtový model a analýza výsledků byla zpracována v prostředí softwaru HyperWorks. Samotný výpočet byl proveden explicitním řešičem Radioss. Pro získání nejrelevantnějších výsledků analýzy byly použity jako vstup výsledky z provedených dynamických přejezdů vozidel. Současně s tím byly do modelů zahrnuty získané poznatky z globálního modelu celého mostu. Cílem této analýzy bylo odhalit, zda v místě čepu koncového táhla dochází při působení provozního zatížení k poškození. Dále stanovit dynamický součinitel dopadu konstrukce na čepy v táhle. Případně nalézt další možné příčiny poškození. [17]

#### 4.5.1 Popis výpočetního modelu

Geometrie modelu vychází z poskytnuté výkresové dokumentace VTD, ze které byl následně vytvořen 3D model koncového táhla. Model se skládal z dolního a horního styčnickového plechu o tloušťce 60 mm, dále dvou pásů o tloušťce 35 mm představujících střední část táhla. Dále model tvoří dva čepy o průměru 120 mm, jimiž jsou výše zmíněné díly spojeny, a čtyři objímky na čepy, které zajišťují, aby se žádný z dílů nevysunul z čepů. V modelu jsou také zohledněny teoretické vůle otvorů plechů. Napojení dolního a horního styčnickového plechu je opatřeno okrajovými podmínkami, které reprezentují chování okolní mostní konstrukce. [17]



Obr. 66 Výpočetní modely pro scénář A (vlevo) a scénář B (vpravo) [17]

Konečněprvková síť byla vytvořena z tzv. hexa (šestistěn) a penta (pětistěn) elementů. Jedná se o prvky HEPH prvního řádu s jedním integračním bodem a se stabilizací tzv. hourglass efektu. Jako základní velikost prvků výpočetní sítě byla zvolena hodnota 10 mm. V oblastech, kde bylo předpokládáno zvýšené namáhání, byla zvolena jemnější síť o velikosti 2 mm. Chování materiálu je popsáno pomocí materiálového modelu Johnson-Cook. Tento materiálový model popisuje izotropní elasto-plastické chování, které je vhodné především pro kovy. Model respektoval parametry nerezové i konstrukční oceli. Na styku prvků byly použity odpovídající kontaktní prvky. Pro analýzu byly vytvořeny celkem 3 výpočetní modely zachycující 3 různé scénáře. Scénáře se liší aplikovaným zatížením, okrajovými podmínkami nebo rozsahem modelu. [17]

### 4.5.1.1 Scénář A

Scénář A simuluje otlacení v místě čepu. Zatížení v modelu je koncipováno následovně. Táhlo je mírně ohnuto okolo podélné osy mostu, což představuje průhyb koncového příčnicku od zatížení. Dále je táhlo napnuto osovou silou, která odpovídá vlastní tíze v kombinaci se zatížením vozidly ve středním poli. Poslední složkou je příčný posun horního plechu táhla ve směru příčnicku, který je způsoben od vlivu teplotní roztažnosti a od příčných odstředivých sil působících na most. Ve scénáři A byla použita symetrická okrajová podmínka, která vedla ke snížení časové náročnosti výpočtu. [17]

### 4.5.1.2 Scénář B

Ve scénáři B je zohledněn vliv otěru třecích ploch v místě čepu. Zatížení v daném scénáři zohledňuje napnutí koncového táhla od vlastní tíhy. Dále současně dochází k posunu horního plechu v podélném směru, které vzniká vlivem teplotní roztažnosti. Tímto způsobem je docíleno pootáčení plechů kolem čepu. [17]

### 4.5.1.3 Scénář C

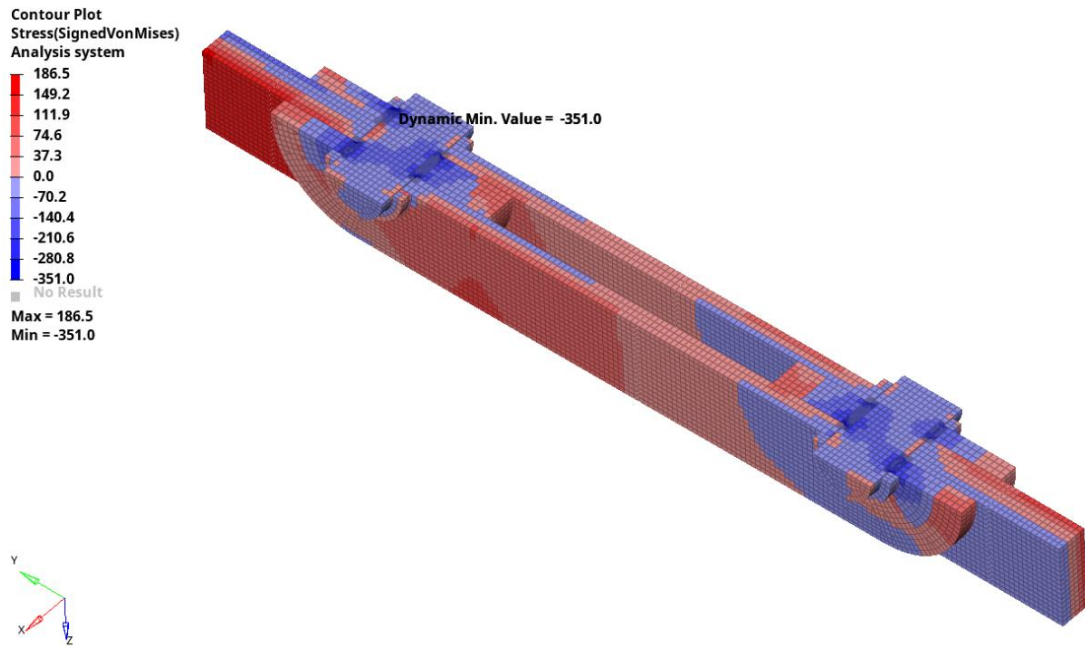
Ve scénáři C je zohledněn původní záměr simulace, ve kterém dochází k dynamickým rázům při sjetí těžkých vozidel. Dynamický účinek se při experimentálním měření neprojevil v dostatečné míře. Avšak v tomto scénáři byl model validován, aby co nejlépe odpovídal výsledkům měření. V principu scénář C popisuje následující situaci. Koncová táhla se při působení dostatečně těžkého vozidla odlehčí a most dosedá na ložiska. Po odjetí daného vozidla dochází ke zpětnému vymrštění konce konstrukce, které je zachyceno koncovými táhly. Ve výpočtu je na táhlo nejprve aplikováno natočení obdobně jako na začátku scénáře A. Poté je na horní konec táhla umístěna hmota, která představuje hmotu kmitající části mostu. Hmotě je dále předepsána počáteční rychlost směrem vzhůru. Dále je jí přiřazeno gravitační zrychlení, aby přidaná hmota v modelu mohla působit i jako vlastní tíha mostu, která zatěžuje táhlo (i toto zatížení směřuje vzhůru). Takto definované zatížení vyvodí impuls, který táhlo následně zachycuje. [17]



### 4.5.2 Výsledky analýzy

#### 4.5.2.1 Výsledky – scénář A

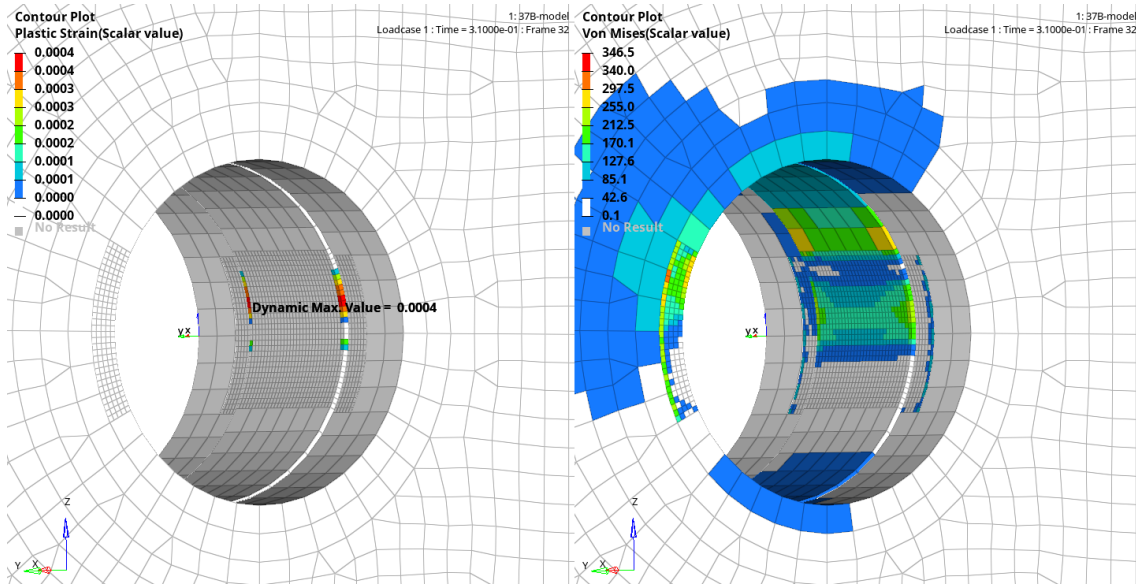
Z výsledků analýzy u scénáře A lze pozorovat dosažení meze kluzu a plastických deformací na styčné hraně mezi čepem a plechem již během vnesení tahové síly. První plastické deformace je dosaženo při zatěžovací síle okolo 350 kN. Další nárůst zatěžovací síly vede k rozšíření plastických oblastí. [17]



Obr. 67 Napětí vonMises na táhle pro scénář A s identifikací tlačných/tažených oblastí [17]

#### 4.5.2.2 Výsledky – scénář B

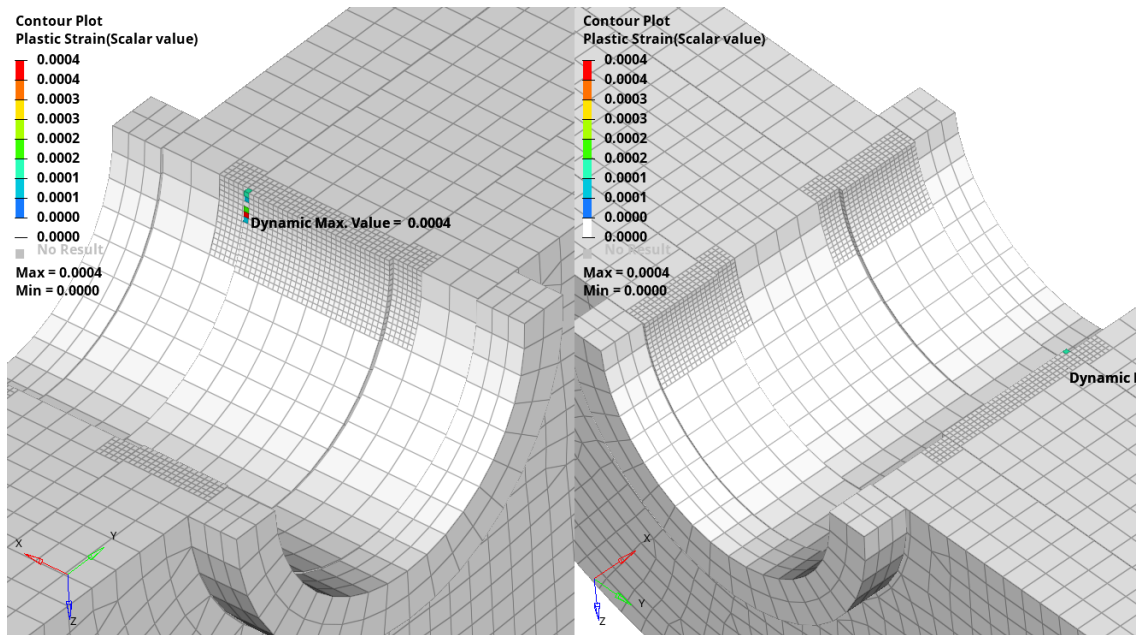
Výsledky numerické analýzy u scénáře B ukázaly, že je možné dosáhnout meze kluzu a plastických deformací na hranách dolního a horního plechu v místech kontaktu s čepem již od samotného zatížení 400 kN. Při následném pootáčení plechů okolo čepu dochází k dalšímu nárůstu napětí a ke vzniku plastických deformací. Během simulace byla dosažena nízká hodnota plastické deformace 0.04 %. [17]



Obr. 68 Plastická deformace (vlevo) a napětí vonMises (vpravo) od zatížení 400 kN a pootočení, horní čep [17]

### 4.5.2.3 Výsledky – scénář C

Z výsledků ve scénáři C je patrné, že bylo dosaženo meze kluzu (330 MPa) a plastické deformace. Avšak této hodnoty se podařilo dosáhnout pouze na jedné hraně dolního plechu. [17]



Obr. 69 Plastické deformace v místě dolního čepu pro scénář C [17]

### 4.5.3 Shrnutí numerické analýzy

*V rámci analýzy byl sestaven konečně-prvkový model mostního táhla. Na toto táhlo byly aplikovány tři nezávislé zatěžovací scénáře. V prvním scénáři A byl simulován vliv otlačení plechů na čepu od vlastní tíhy mostu, dopravního zatížení i od teploty. Ve druhém scénáři B byl simulován vliv otěru od pootáčení plechů v místech čepů. Ve třetím scénáři C byl simulován sjezd vozidel z mostní konstrukce. U všech scénářů bylo potvrzeno, že v místech čepů dochází k plastickým deformacím. Při srovnání všech scénářů se jako nejvýznamnější ukázal scénář A (plastická deformace 0.2 %). Scénáře B a C jsou pak o necelý řád menší (plastická deformace 0.04 %). Ačkoliv všechny scénáře vykazují nízkou míru plastizace materiálu, je velmi pravděpodobné, že při opakování uvedených zatížení a jejich kombinací bude docházet k postupnému opotřebování a plastické deformaci materiálu. Je také možné projevení zadření nerezové oceli, která je k tomuto obecně při větším tření náchylnější. Toto opotřebení a lokální plastifikace na hranách je jednou z příčin zjištěných rozpojení a vůlí v ložiskách. [17]*

### 4.6 Měření hluku za účelem identifikace jeho zdroje

V rámci experimentálního měření bylo provedeno měření hluku za účelem identifikace jeho zdroje. Měření a samotné vyhodnocení bylo zajištěno externí firmou Ekola group, spol. s.r.o., která se specializuje na akustická měření. Při měření byla využita akustická kamera sloužící pro identifikaci zdrojů hluku. Měření bylo provedeno při simulovaných přejezdech skupin vozidel. Vozidla přejížděla přes mostní závěr různými rychlostmi a v různém složení. Cílem měření bylo zjistit, které prvky způsobují hluk při přejezdu vozidel. [13]

#### 4.6.1 Schéma a postup měření

Měření hluku bylo provedeno u opěry OP4 celkem ve 4 polohách. První dvě místa byla svojí pozicí situována pod mostem u ložisek a u koncových táhel. Druhá dvě místa se nacházela na mostě u mostního závěru. Místa měření byla vybrána tak, aby při přejezdu vozidel přes mostní závěr bylo případně možné identifikovat zdroj hluku. Označení míst se svojí polohou:

- M1 ve vzdálenosti cca 1,5 m od levého tahového čepu pod mostem
- M2 ve vzdálenosti cca 1,5 m od pravého tahového čepu pod mostem
- M3 levá strana mostu cca 4,0 m od místa přejezdu vozidel přes mostní závěr
- M4 pravá strana mostu cca 4,0 m od místa přejezdu vozidel přes mostní závěr [13]



Obr. 70 Pohled na akustickou kameru pod mostem [13]

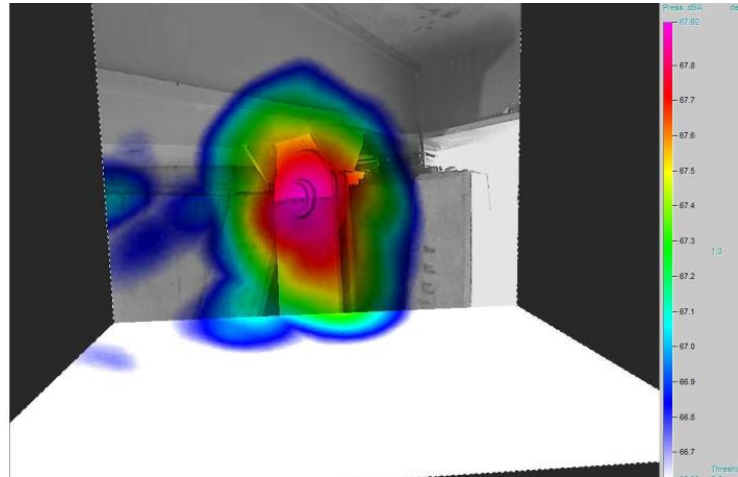


Obr. 71 Pohled na akustickou kameru na mostě [13]

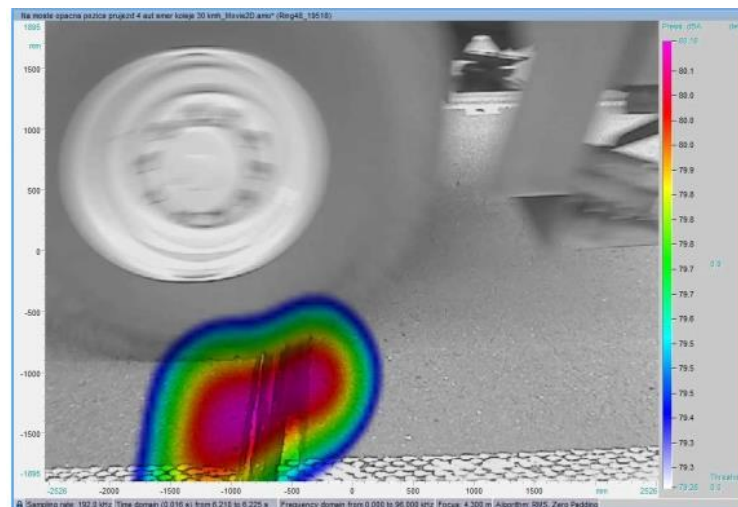
*Analýza zdrojů zvuku byla provedena pomocí akustické kamery GFaI s využitím vhodného mikrofonního pole pro dané prostředí. Před začátkem měření byl celý řetězec akustické kamery zkontrolován pozičním akustickým kalibrátorem. Celé měření bylo provedeno a následně analyzováno v softwaru NoiseImage ver. 4.12.2. Výstupem měření jsou digitální snímky všech zkoumaných předmětů či celků, doplněné grafickou vizualizací zvukového pole. Podle charakteru zdroje jsou případně dále prováděny další možné analýzy, např. frekvenční analýza nalezeného zdroje zvuku. Vedlejší zdroje zvuku, jsou-li přítomny, mohou být zkoumány v programu NoiseImage vyloučením dominantního zdroje zvuku, pomocí funkce akustické gumy – digitálního vypnutí konkrétního místa emitujícího dominantní zvuk, resp. metodou HDR opakovaného digitálního vypínání míst akustické emise. [13]*

### 4.6.2 Výsledky měření

Z vyhodnoceného měření byly vybrány do diplomové práce pouze nejzajímavější a neprůkaznější výsledky.



Obr. 72 Průjezd autojeřábu maximální rychlostí cca 50 km/h – pravá strana [13]



Obr. 73 Průjezd aut rychlostí 30 km/h – pravá strana mostu [13]

### 4.6.3 Shrnutí výsledků

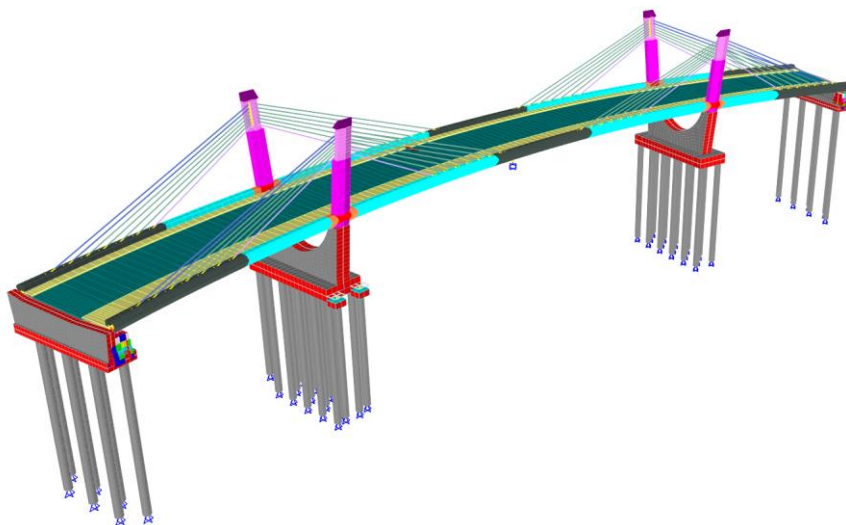
Na základě výstupů z měření akustickou kamerou se dá předpokládat, že dominantním zdrojem hluku je přejezd automobilů přes mostní závěr. Dále je z výstupů patrné, že vlivem přejezdu vozidel po mostní konstrukci a dilatačním závěru dochází k vybuzení akustické energie i v čepích a ložiskách. Vzhledem k blízkosti dominantního zdroje zvuku mostního závěru nelze přesně stanovit, jaký je příspěvek akustické energie vznikající u těchto stavebních prvků do místa měření. [13]

## 5 Numerický model

Pro podrobnou numerickou analýzu mostu v Bohumíně byl použitý výpočetní program CSI Bridge v22.2.0. Geometrie mostu byla převzata z projektové dokumentace DSPS. Most byl modelován se směrovým i výškovým zakřivením. Jednotlivé příčníky jsou natočeny dle výškového zakřivení. Pylony mostu byly namodelovány se skutečným nadvýšením. Geometrie modelu tedy co nejpřesněji vystihuje skutečnou podobu konstrukce.

Vzhledem k nelineárnímu charakteru konstrukce byly při vytváření modelu konstrukce zohledněny jednotlivé fáze výstavby. Jednotlivé fáze výstavby odpovídaly skutečnému postupu výstavby, který byl popsán v technické zprávě. Výpočet jednotlivých fází výstavby byl proveden geometricky nelineárně s použitím teorie 2. řádu. Do modelu bylo zahrnuto také smrštění a dotvarování betonové desky. Dále byla uvážena interakce nosné konstrukce s podložím. Podloží je v modelu nahrazeno pružinami ve směru X a Y s odpovídající tuhostí. Zohledněna byla i redukovaná tuhost desky v tahové oblasti, která byla zvolena na základě vznikajících napětí. Chování ložisek, koncových táhel a montážního podepření bylo modelováno pomocí nelineárních linků, které respektovaly jejich skutečné chování. Dále byly také přidány do modelu pomocí prutů vozovka a chodníkové římsy z důvodu rozložení hmoty u dynamické analýzy a z důvodu dodatečného doladění správné tuhosti konstrukce.

Pro správné vystižení skutečného chování celé konstrukce byl numerický model validován. Validace numerického modelu vycházela z provedeného měření sil v táhlech v době výstavby. Dále byl model validován pomocí statické zatěžovací zkoušky a dynamické zatěžovací zkoušky provedené po dokončení mostu. Cílem validace bylo tedy zejména získat funkční model po dokončení mostu, na kterém by bylo možné provést analýzu příčin vzniku poruch. Dále byl daný model porovnán (verifikován) s výsledky našeho experimentálního měření.



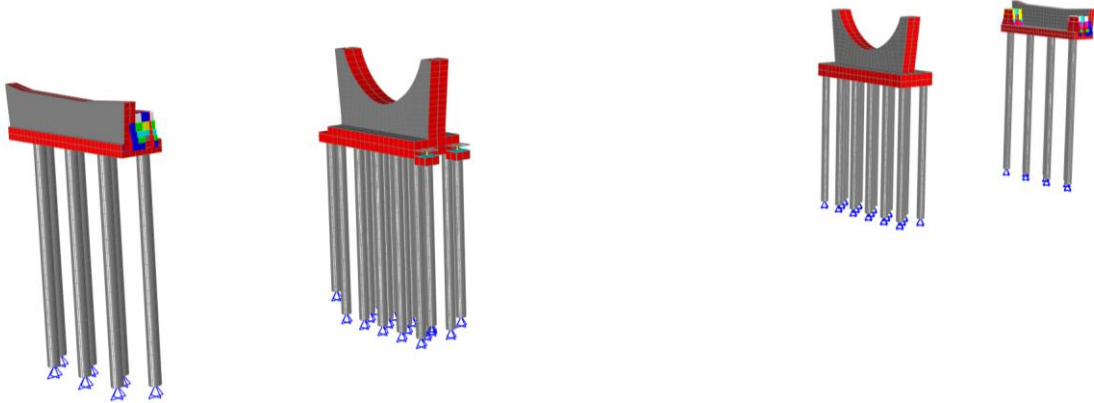
Obr. 74 Numerický model – celkový pohled (renderovaný model)

## 5.1 Popis modelu

Při popisování numerického modelu byla konstrukce mostu rozdělena na spodní stavbu a hlavní nosnou konstrukci. V následujících kapitolách je uveden pouze globální popis konstrukce a popis důležitých detailů napojení. Podrobný popis numerického modelu včetně popisu jednotlivých použitých průřezů je umístěn v příloze diplomové práce „Příloha 1 – Detailní popis numerického modelu“.

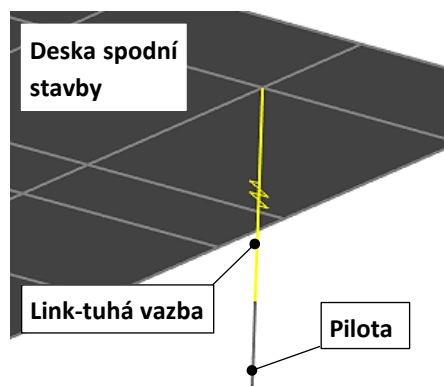
### 5.1.1 Spodní stavba

Při modelování konstrukce byly vytvořeny podpěry i opěry konstrukce. Jednotlivé části podpěr a opěr jsou tvořeny deskostěnovými plošnými prvky s odpovídající tloušťkou. Pro spodní stavbu byly použity čtvercové prvky, jejichž velikost se pohybuje okolo 1 metru. Piloty byly modelovány pomocí prutů.

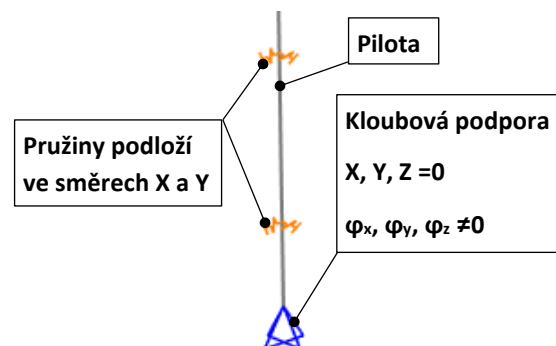


Obr. 75 Spodní stavba – celkový pohled (renderovaný model)

Piloty jsou k deskám spodní stavby připojeny pomocí tuhých vazeb. Pata každé piloty je uložena kloubově. Podél pilot jsou umístěny ve směrech X a Y pružiny, který simulují interakci podloží s konstrukcí.



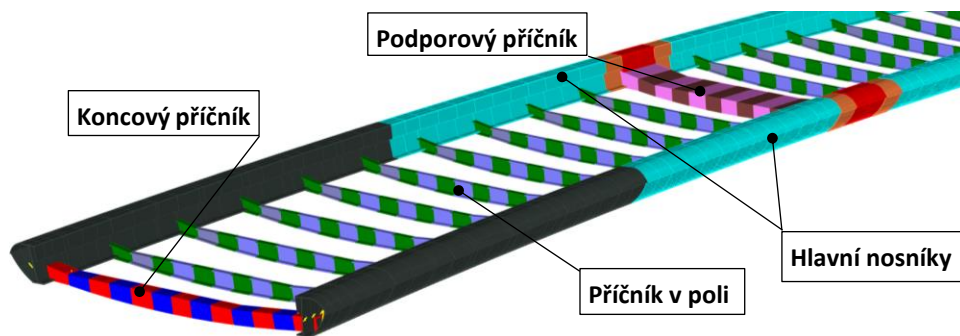
Obr. 76 Detail připojení piloty k desce



Obr. 77 Detail uložení paty piloty

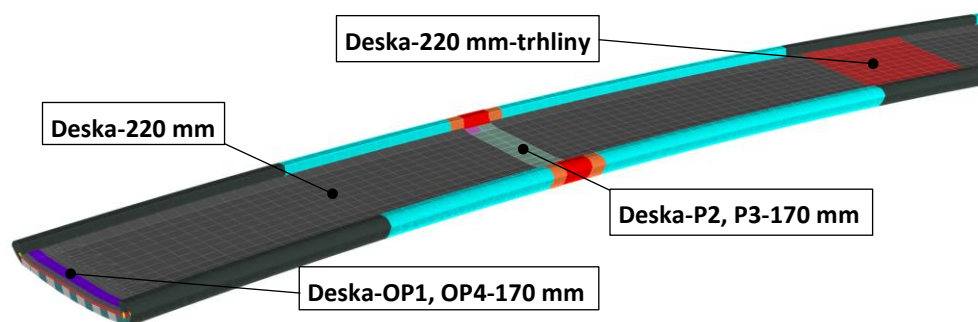
### 5.1.2 Hlavní nosná konstrukce

Ocelový rošt mostovky je tvořen pomocí prutových prvků. Základním prvkem mostovky roštu jsou dva hlavní nosníky. Průřez hlavních nosníků je tvořen komorovým průřezem skládajícím se z I průřezu s kapotáží na vnější straně. Hlavní nosníky jsou propojeny pomocí příčníků. Napojení příčníků na hlavní nosníky je provedeno pomocí tuhé vazby viz Obr. 80. V modelu se nacházejí 3 typy příčníků (příčník v poli, podporový příčník a koncový příčník). Příčník v poli je tvořen nesymetrickým I profilem. Koncové a podporové příčníky jsou tvořeny komorovými nosníky. Vzhledem ke složitému tvaru byly příčníky rozděleny na celkem 13 částí (průřezů). Každou z těchto částí tvoří proměnný průřez, který je definován počátečním a koncovým průřezem.



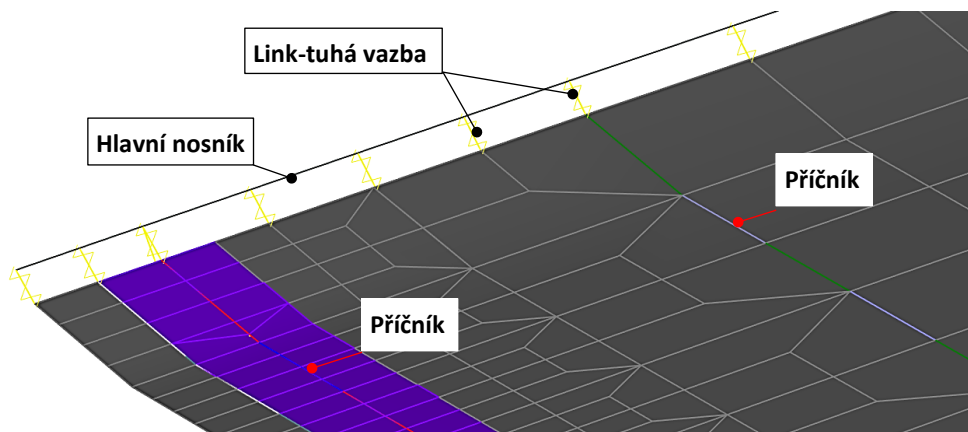
Obr. 78 Ocelový rošt mostovky – popis

Na ocelovém roštu se nachází sprážená betonová deska. Deska je tvořena deskostěnovými plošnými prvky. Rozdělení použitých plošných prvků je uvedeno na Obr. 79. Deska je tvořena čtvercovými prvky, jejichž velikost se v modelu pohybuje okolo 1 m. Tato hrubší diskretizace byla zvolena z důvodu optimalizace výpočetního času při dynamické analýze. V oblastech nad opěrami, kde jsou umístěna řešená koncová táhla, byla síť zahuštěna. Síť byla vytvořena tak, aby si poloha uzlů desky, příčníků a hlavních nosníků vzájemně odpovídala, a tím bylo zajištěno jejich vzájemné spolupůsobení. Vzájemné propojení bylo provedeno pomocí tuhých vazeb přibližně po 1 m. Detail zahuštění sítě desky a vzájemného propojení s prutovými prvky je zobrazen na Obr. 80. Dobetonávka koncových příčníků byla modelována pomocí prutů s odpovídajícím obdélníkovým rozměrem.



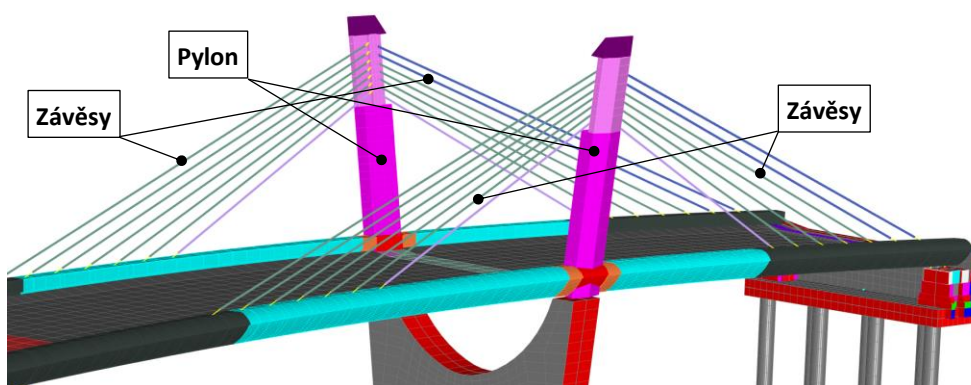
Obr. 79 Betonová deska – použité plošné prvky



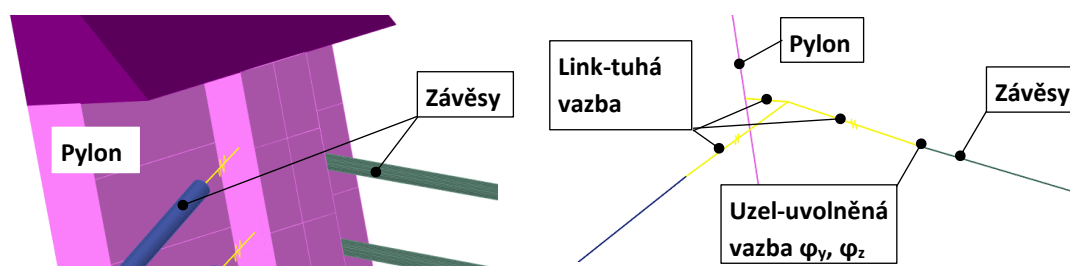


Obr. 80 Deska – detail zahuštění sítě desky, detail napojení desky a ocelového roštu

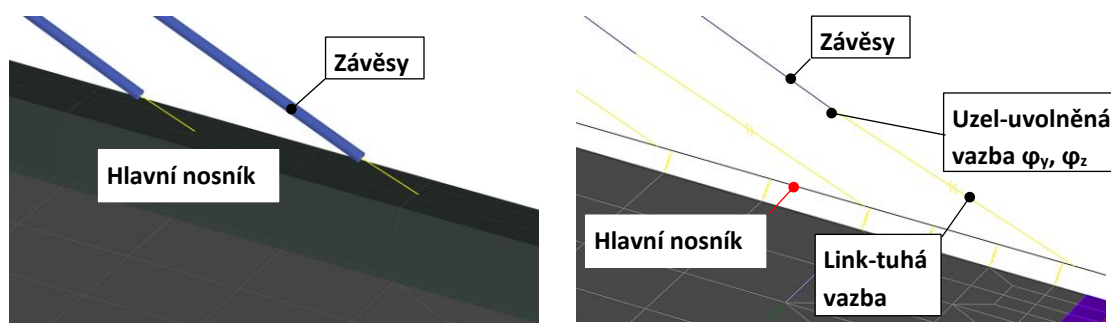
Další částí mostu jsou pylony, které jsou přímo propojeny s hlavními nosníky. V modelu jsou pylony modelovány pomocí prutových prvků. Průřez pylonu je komorový, jehož vnitřní prostor je v průběhu výstavby vyplněn betonem. Pylon a mostovka jsou propojeny pomocí závěsů. Závěsy jsou modelovány pomocí prutových prvků s dostatečnou diskretizací, aby byla zohledněna geometrická nelinearita. Napojení závěsů k pylonům a k hlavním nosníkům je provedeno pomocí tuhých vazeb viz Obr. 82 a Obr. 83. Linky jsou vedeny ve směrech závěsů. Závěsy Macalloy jsou uloženy kloubově pomocí čepů, které jsou v modelu zohledněny uvolněním vazby  $\phi_y$ ,  $\phi_z$  na koncích prutů.



Obr. 81 Pylon a závěsy – popis

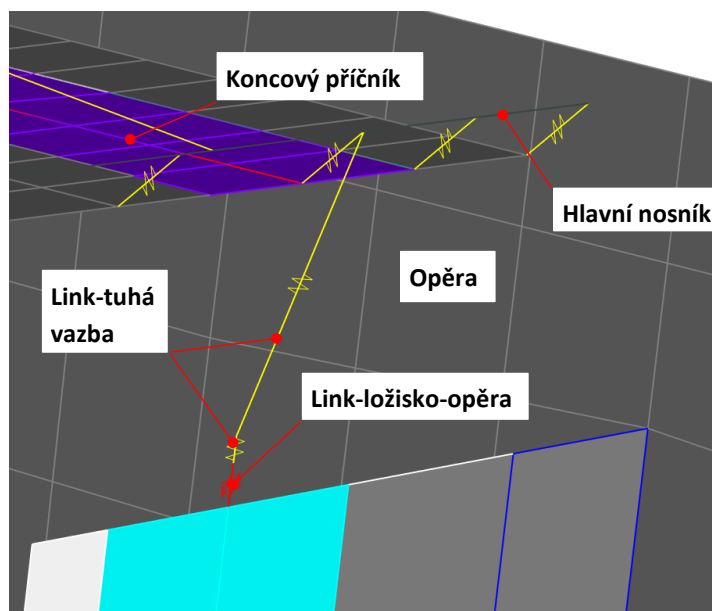


Obr. 82 Závěsy – detail napojení závěsů na pylon



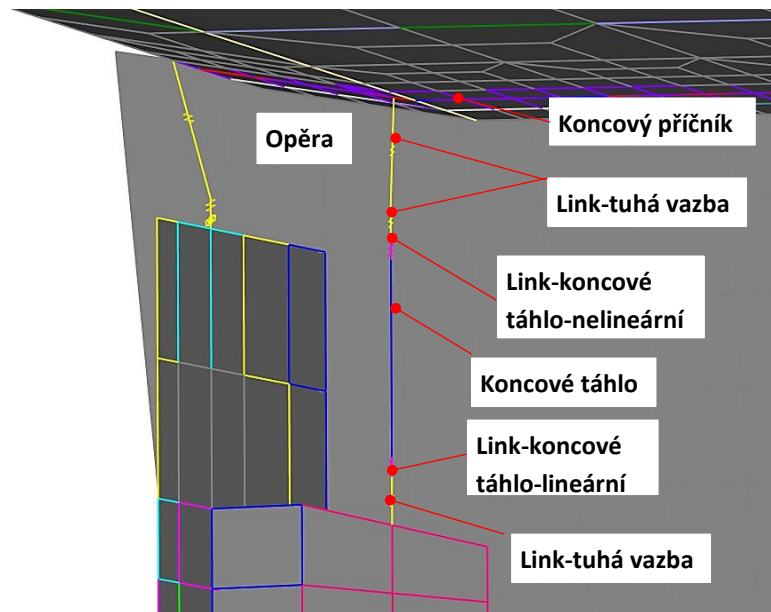
Obr. 83 Závěsy – detail napojení závěsů na hlavní nosník

Uložení konstrukce na opěrách je provedeno tuhým linkem, který vede z těžiště nosníku do místa polohy ložiska. Dále je tento link napojen na kratší tuhý link, do kterého je připojen link-ložisko-opěra. Tento link umožňuje příslušnou realizaci deformace. Tento detail je zobrazen na Obr. 84.



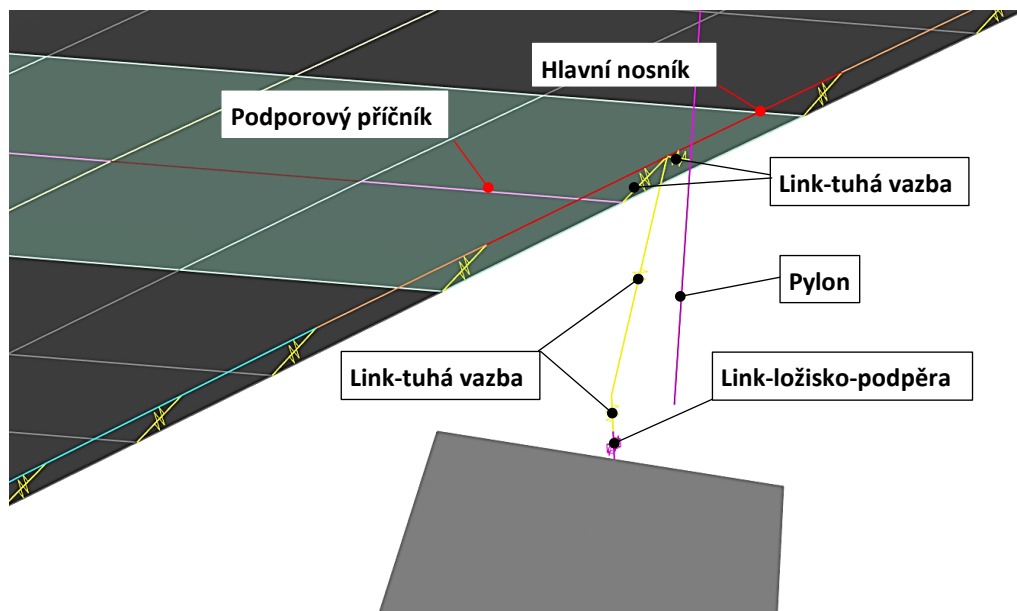
Obr. 84 Detail uložení – opěra OP1 a OP4

Koncová táhla jsou modelována pomocí prutů, které jsou připojeny k hlavní nosné konstrukci a opěře pomocí linků. V horní části je koncové táhlo připojeno pomocí dvou tuhých vazeb. Mezi tuhou vazbou a prutem koncového táhla je umístěn nelineární link koncového táhla. V dolní části je koncové táhlo napojeno pomocí lineárního linku a tuhé vazby.



Obr. 85 Detail uložení – koncová táhla

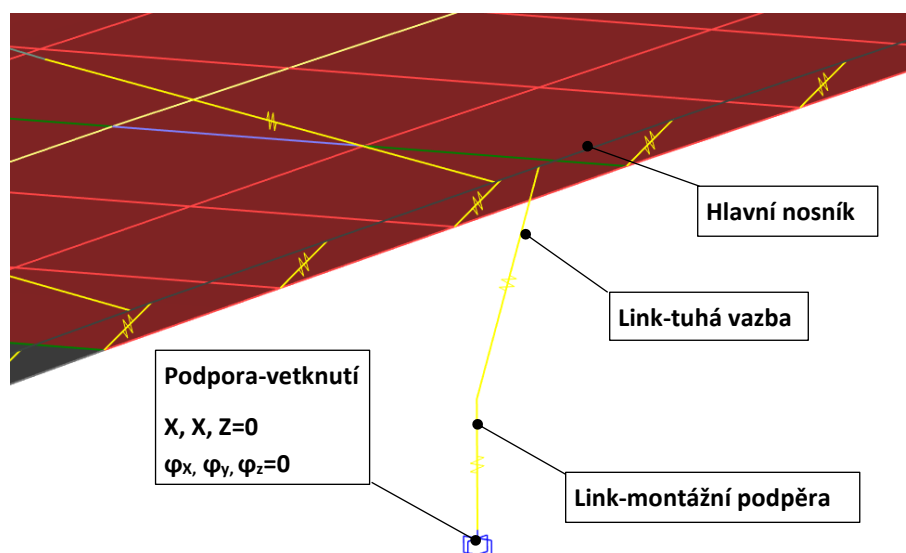
Uložení konstrukce na podpěrách je provedeno tuhým linkem, který vede z těžiště hlavního nosníku do místa polohy ložiska. Dále je tento link napojen na kratší tuhý link, do kterého je připojen link-ložisko-podpěra. Tento link umožňuje příslušnou realizaci deformace.



Obr. 86 Detail uložení na podpěry P2 a P3

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Montážní podpora je modelována pomocí dvou linků. Link montážní podpory je v dolní části uložen pomocí vetknutí. Konec linku je následně napojen na tuhý link, který vede přímo k hlavnímu nosníku. Realizace deformace je provedena na konci linku montážní podpory.



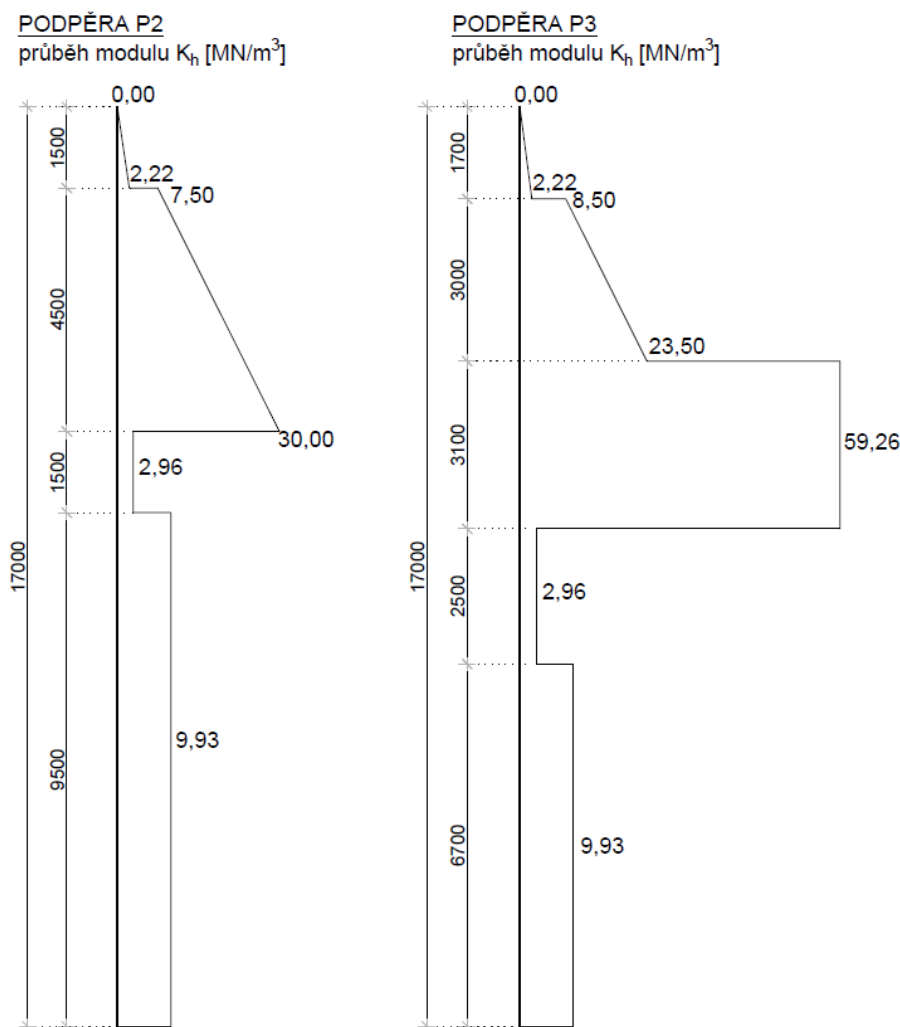
Obr. 87 Detail uložení – montážní podpora

## 5.2 Interakce nosné konstrukce s podložím

Ve výpočetním modelu byla zohledněna interakce nosné konstrukce s podložím. Podloží je v modelu nahrazeno pružinami ve směru X a Y s odpovídající tuhostí. Jejich tuhost vychází z průměru piloty a modulu horizontální reakce podloží. Skupinový účinek pilot je ve výpočtu uvažován dle normy DIN 1054. Piloty jsou v patě uloženy kloubovou podporou.

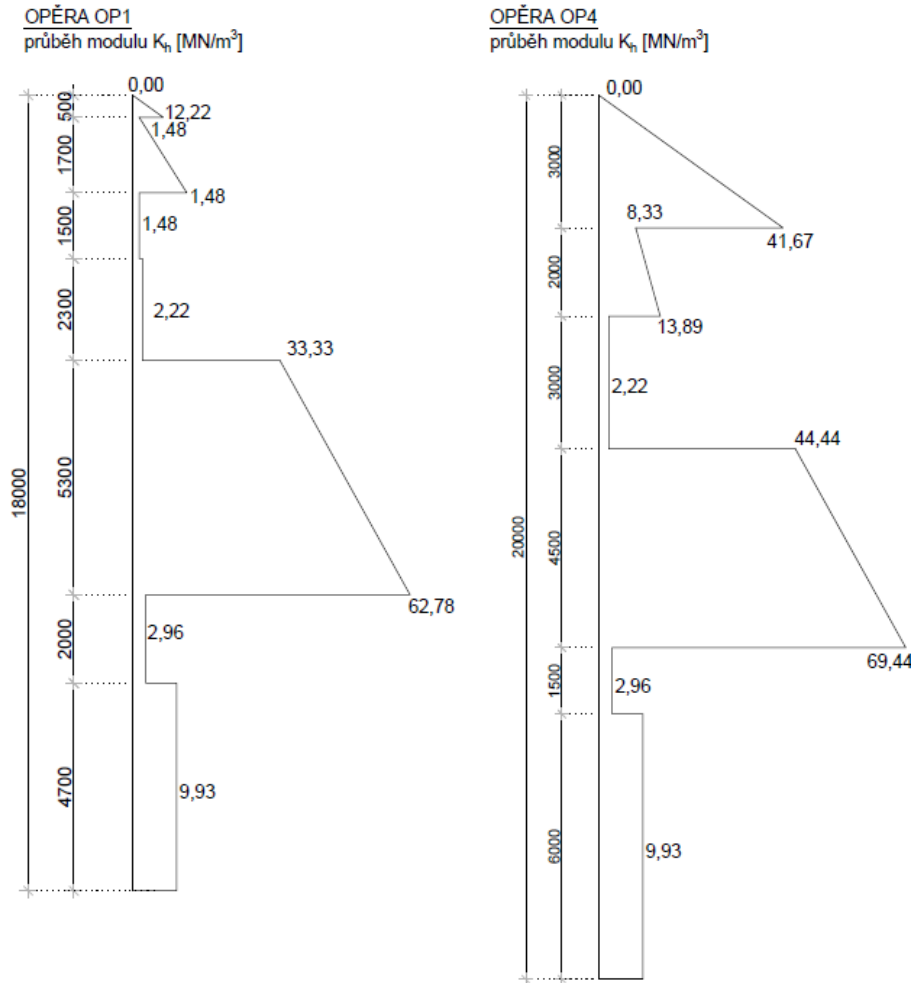
### 5.2.1 Modul horizontální reakce podloží

Hodnoty modulu horizontální reakce podloží byly převzaty ze statického výpočtu DSPS založení. Hodnoty vycházejí z geotechnického průzkumu, při kterém byly provedeny jádrové vrtů. Na základě jádrových vrtů byla zemina zatříděna dle ČSN 73 1001. Pro jednotlivý typ zeminy byl stanoven průběh modulu horizontální reakce podloží  $K_h$  dle ČSN 73 1004. [4]



Obr. 88 Podpěry P2, P3 – průběh modulu horizontální reakce podloží  $K_h$  [4]

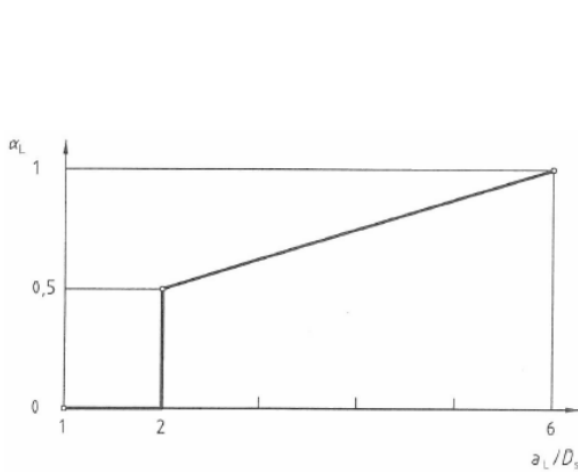
# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



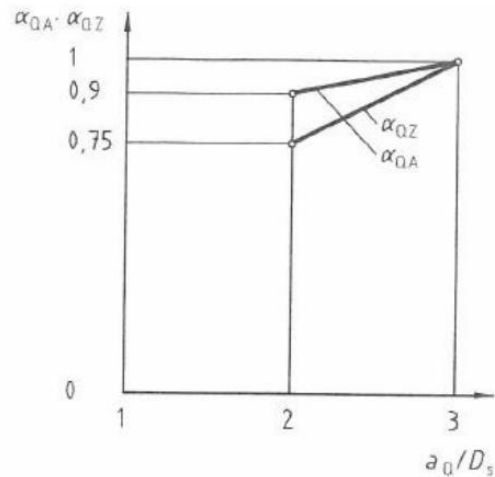
Obr. 89 Opěry OP1, OP4 – průběh modulu horizontální reakce podloží  $K_h$  [4]

## 5.2.2 Skupinový účinek pilot

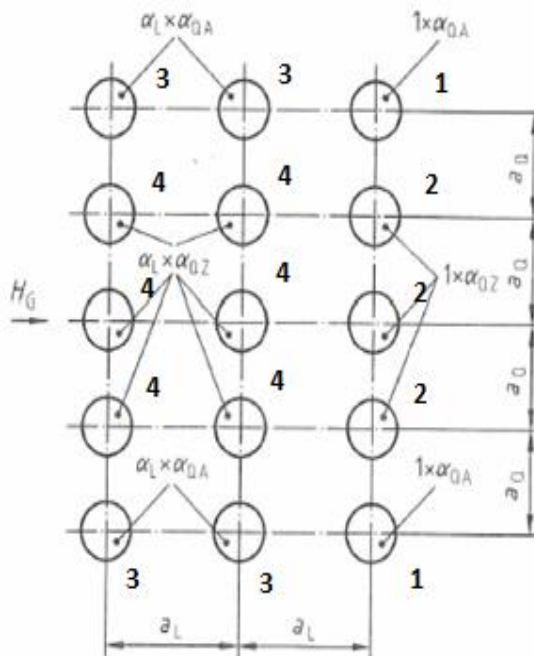
Zohlednění skupinového účinku bylo provedeno dle DIN 1054 redukcí tuhostí podepření  $k_n$  jednotlivých pilot ve skupině koeficienty  $\alpha_i$ . Koeficienty  $\alpha_i$  jsou stanoveny na základě uvedených grafů, kde  $a_L$  a  $a_Q$  jsou rozestupy mezi pilotami a  $D_s$  průměr piloty. Výsledná tuhost podepření pro daný směr ve skupině pilot byla stanovena jako průměr redukovaných tuhostí jednotlivých pilot. [24]



Obr. 90 Skupinový součinitel  $\alpha$  pro vrtané piloty uspořádané ve směru zatížení (piloty v zákrytu) [24]



Obr. 91 Skupinový součinitel  $\alpha$  v závislosti na poloze piloty ve skupině [24]



Obr. 92 Použití součinitelů  $\alpha$  v závislosti na poloze piloty ve skupině [24]

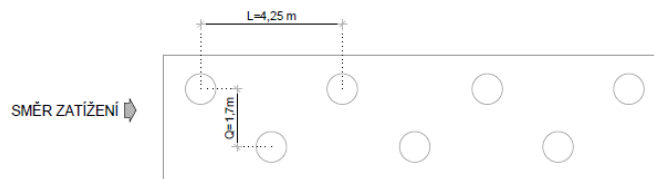
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

### 5.2.2.1 Opěra OP1

Výpočet redukce tuhosti ve směru Y je proveden na základě normy DIN 1054. Výchozí schéma geometrie z normy bylo nutné upravit pro námi řešené uspořádání pilot. Pro piloty v zákrytu bylo konzervativně uvažováno s roztečí pilot  $L=4,25$  m a pro druhý směr s roztečí  $Q=1,7$  m. Pilotám byla přiřazena poloha s příslušnou redukcí dle schématu na Obr. 92.

Tab. 13 Opěra OP1 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení Y

Směr Y	
průměr piloty	0,9
rozteč L	4,25
rozteč Q	1,7
$a_l/D_s$	4,72
$a_Q/D_s$	1,89
$\alpha_L$	0,84
$\alpha_{QA}$	0,90
$\alpha_{QZ}$	0,75



Obr. 93 Opěra OP1 – schéma geometrie pilot, směr zatížení Y

poloha 3 0,76		poloha 3 0,76		poloha 3 0,76		poloha 1 0,90
	poloha 3 0,76		poloha 3 0,76		poloha 1 0,90	

Obr. 94 Opěry OP1 – redukce tuhosti ve směru Y pro jednotlivé piloty

Pro opěru OP1 je průměrná redukce tuhosti ve směru Y pro všechny piloty 0,80.

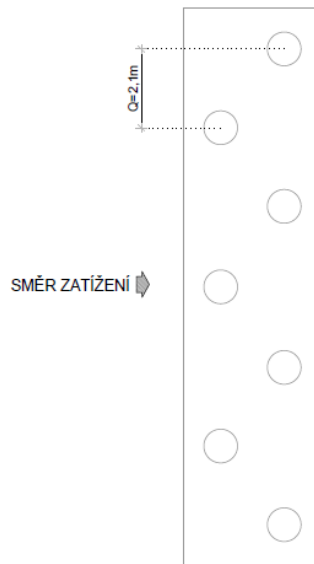


## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Výpočet redukce tuhosti ve směru X je proveden na základě normy DIN 1054. Výchozí schéma geometrie z normy bylo nutné upravit pro námi řešené uspořádání pilot. Piloty v zákrytu ve směru X nejsou, proto je uvažována nekonečně velká vzdálenost. Hodnota redukčního koeficientu  $\alpha_L$  je tedy 1 (nedochází k redukci). Ve druhém směru je uvažováno s roztečí pilot  $Q=2,1$  m. Pilotám byla přiřazena poloha s příslušnou redukcí dle schématu na Obr. 92.

Tab. 14 Opěra OP1 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení X

Směr X	
průměr piloty	0,9
rozteč L	
rozteč Q	2,1
$a_I/D_s$	
$a_Q/D_s$	2,33
$\alpha_L$	1,00
$\alpha_{QA}$	0,93
$\alpha_{QZ}$	0,83



Obr. 95 Opěra OP1 – schéma geometrie pilot, směr zatížení X

poloha 3	0,93
	poloha 1
	0,93
poloha 4	0,83
	poloha 2
	0,83
poloha 4	0,83
	poloha 1
	0,93
poloha 3	0,93

Obr. 96 Opěra OP1 – redukce tuhosti ve směru X pro jednotlivé piloty

Pro opěru OP1 je průměrná redukce tuhosti ve směru Y pro všechny piloty 0,89.

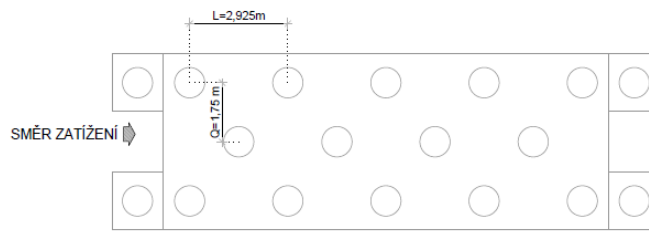
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

### 5.2.2.2 Podpěra P2

Výpočet redukce tuhosti ve směru Y je proveden na základě normy DIN 1054. Výchozí schéma geometrie z normy bylo nutné upravit pro námi řešené uspořádání pilot. Pro piloty v zákrytu bylo konzervativně uvažováno s roztečí pilot  $L=2,925$  m a pro druhý směr s roztečí  $Q=1,75$  m. Pilotám byla přiřazena poloha s příslušnou redukcí dle schématu na Obr. 92.

Tab. 15 Podpěra P2 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení Y

Směr Y	
průměr piloty	0,9
rozteč L	2,925
rozteč Q	1,75
$a_l/D_s$	3,25
$a_Q/D_s$	1,94
$\alpha_l$	0,66
$\alpha_{QA}$	0,90
$\alpha_{QZ}$	0,75



Obr. 97 Podpěra P2 – schéma geometrie pilot, směr zatížení Y

poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 1 0,90
		poloha 4 0,49	poloha 4 0,49	poloha 4 0,49	poloha 4 0,49	poloha 2 0,75		
poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 3 0,59	poloha 1 0,90

Obr. 98 Podpěra P2 – redukce tuhosti ve směru Y pro jednotlivé piloty

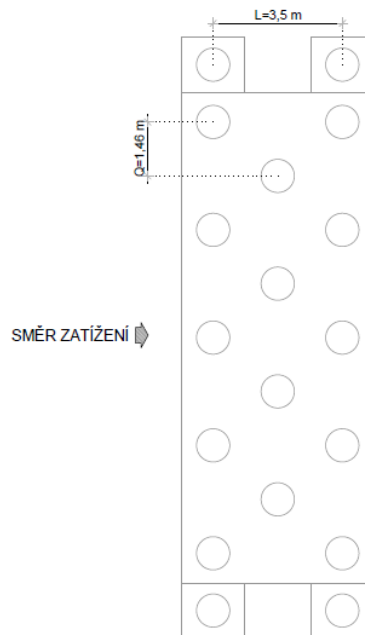
Pro podpěru P2 je průměrná redukce tuhosti ve směru Y pro všechny piloty 0,62.

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Výpočet redukce tuhosti ve směru X je proveden na základě normy DIN 1054. Výchozí schéma geometrie z normy bylo nutné upravit pro námi řešené uspořádání pilot. Pro piloty v zákrytu bylo konzervativně uvažováno s roztečí pilot  $L=2,95$  m a pro druhý směr s roztečí  $Q=1,8$  m. Pilotám byla přiřazena poloha s příslušnou redukcí dle schématu na Obr. 92.

Tab. 16 Podpěra P2 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení X

Směr X	
průměr piloty	0,9
rozteč L	3,5
rozteč Q	1,463
$a_l/D_s$	3,89
$a_Q/D_s$	1,63
$\alpha_l$	0,74
$\alpha_{QA}$	0,90
$\alpha_{QZ}$	0,75



Obr. 99 Podpěra P2 – schéma geometrie pilot, směr zatížení X

poloha 3 0,66		poloha 1 0,90
poloha 4 0,55		poloha 2 0,75
	poloha 3 0,90	
poloha 4 0,55		poloha 2 0,75
	poloha 4 0,75	
poloha 4 0,55		poloha 2 0,75
	poloha 4 0,75	
poloha 4 0,55		poloha 2 0,75
	poloha 3 0,90	
poloha 4 0,55		poloha 2 0,90
poloha 3 0,66		poloha 1 0,90

Obr. 100 Podpěra P3 – redukce tuhosti ve směru X pro jednotlivé piloty

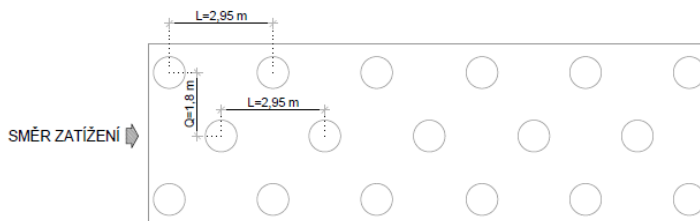
Pro podpěru P2 je průměrná redukce tuhosti ve směru X pro všechny piloty 0,73.

### 5.2.2.3 Podpěra P3

Výpočet redukce tuhosti ve směru Y je proveden na základě normy DIN 1054. Výchozí schéma geometrie z normy bylo nutné upravit pro námi řešené uspořádání pilot. Pro piloty v zákrytu bylo konzervativně uvažováno s roztečí pilot  $L=2,95$  m a pro druhý směr roztečí  $Q=1,8$  m. Pilotám byla přiřazena poloha s příslušnou redukcí dle schématu na Obr. 92.

Tab. 17 Podpěra P3 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení Y

Směr Y	
průměr piloty	0,9
rozteč L	2,95
rozteč Q	1,8
$a_L/D_s$	3,28
$a_Q/D_s$	2,00
$\alpha_L$	0,66
$\alpha_{QA}$	0,90
$\alpha_{QZ}$	0,75



Obr. 101 Podpěra P3 – schéma geometrie pilot, směr zatížení Y

poloha 3 0,59		poloha 3 0,59		poloha 3 0,59		poloha 3 0,59		poloha 3 0,59		poloha 1 0,90
	poloha 4 0,49		poloha 4 0,49		poloha 4 0,49		poloha 4 0,49		poloha 2 0,75	
poloha 3 0,59		poloha 3 0,59		poloha 3 0,59		poloha 3 0,59		poloha 3 0,59		poloha 1 0,90

Obr. 102 Podpěra P3 – redukce tuhosti ve směru Y pro jednotlivé piloty

Pro podpěru P3 je průměrná redukce tuhosti ve směru Y pro všechny piloty 0,62.

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Výpočet redukce tuhosti ve směru X je proveden na základě normy DIN 1054. Výchozí schéma geometrie z normy bylo nutné upravit pro námi řešené uspořádání pilot. Pro piloty v zákrytu bylo konzervativně uvažováno s roztečí pilot  $L=3,6$  m a pro druhý směr roztečí  $Q=1,475$  m. Pilotám byla přiřazena poloha s příslušnou redukcí dle schématu na Obr. 92.

Tab. 18 Podpěra P3 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení X

Směr X	
průměr piloty	0,9
rozteč L	3,6
rozteč Q	1,475
$a_L/D_s$	4,00
$a_Q/D_s$	1,64
$\alpha_L$	0,75
$\alpha_{QA}$	0,90
$\alpha_{OZ}$	0,75



Obr. 103 Podpěra P3 – schéma geometrie pilot, směr zatížení X

poloha 3 0,675		poloha 1 0,90
	poloha 4 0,75	
poloha 4 0,5625		poloha 2 0,75
	poloha 4 0,75	
poloha 4 0,5625		poloha 2 0,75
	poloha 4 0,75	
poloha 4 0,5625		poloha 2 0,75
	poloha 4 0,75	
poloha 4 0,5625		poloha 2 0,75
	poloha 4 0,75	
poloha 3 0,675		poloha 1 0,90

Obr. 104 Podpěra P3 – redukce tuhosti ve směru X pro jednotlivé piloty

Pro podpěru P3 je průměrná redukce tuhosti ve směru X pro všechny piloty 0,71.

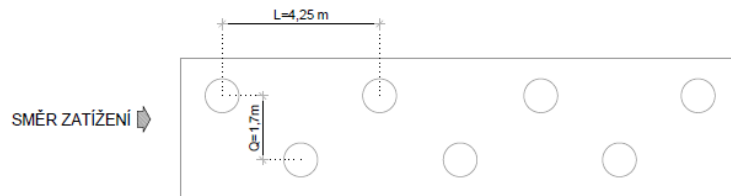
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

### 5.2.2.4 Opěra OP4

Výpočet redukce tuhosti ve směru Y je proveden na základě normy DIN 1054. Výchozí schéma geometrie z normy bylo nutné upravit pro námi řešené uspořádání pilot. Pro piloty v zákrytu bylo konzervativně uvažováno s roztečí pilot  $L=4,25$  m a pro druhý směr s roztečí  $Q=1,7$  m. Pilotám byla přiřazena poloha s příslušnou redukcí dle schématu na Obr. 92.

Tab. 19 Opěra OP4 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení Y

Směr Y	
průměr piloty	0,9
rozteč L	4,25
rozteč Q	1,7
$a_l/D_s$	4,72
$a_Q/D_s$	1,89
$\alpha_l$	0,84
$\alpha_{QA}$	0,90
$\alpha_{QZ}$	0,75



Obr. 105 Opěra OP4 – schéma geometrie pilot, směr zatížení Y

poloha 3 0,76		poloha 3 0,76		poloha 3 0,76		poloha 1 0,90
	poloha 3 0,76		poloha 3 0,76		poloha 1 0,90	

Obr. 106 Opěry OP4 – redukce tuhosti ve směru Y pro jednotlivé piloty

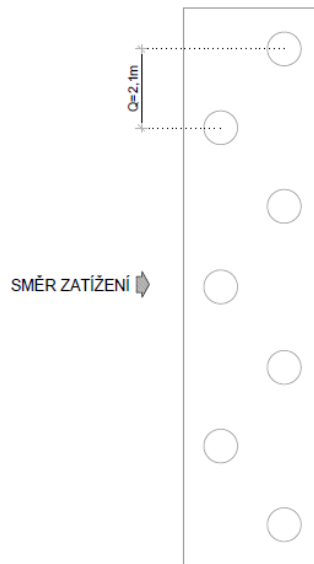
Pro opěru OP4 je průměrná redukce tuhosti ve směru Y pro všechny piloty 0,80.

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Výpočet redukce tuhosti ve směru X je proveden na základě normy DIN 1054. Výchozí schéma geometrie z normy bylo nutné upravit pro námi řešené uspořádání pilot. Piloty v zákrytu ve směru X nejsou, proto je uvažována nekonečně velká vzdálenost. Hodnota redukčního koeficientu  $\alpha_L$  je tedy 1 (nedochází k redukci). Ve druhém směru je uvažováno s roztečí pilot  $Q=2,1$  m. Pilotám byla přiřazena poloha s příslušnou redukcí dle schématu na Obr. 92.

Tab. 20 Opěra OP4 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení X

Směr X	
průměr piloty	0,9
rozteč L	
rozteč Q	2,1
$a_I/D_s$	
$a_Q/D_s$	2,33
$\alpha_L$	1,00
$\alpha_{QA}$	0,93
$\alpha_{QZ}$	0,83



Obr. 107 Opěra OP4 – schéma geometrie pilot, směr zatížení X

poloha 3	0,93
	poloha 1
	0,93
poloha 4	0,83
	poloha 2
	0,83
poloha 4	0,83
	poloha 1
	0,93
poloha 3	0,93

Obr. 108 Opěra OP4 – redukce tuhosti ve směru X pro jednotlivé piloty

Pro opěru OP4 je průměrná redukce tuhosti ve směru Y pro všechny piloty 0,89.

### 5.2.3 Výsledné tuhosti podloží

Pro přehled jsou zde uvedeny tabulky s polohou pružin a příslušnou tuhostí pružin ve směru X a Y, která byla zadána v numerickém modelu.

Tab. 21 Opěra OP1 – zadané tuhosti pružin

Interakce s podložím opěra OP1					
Poloha pružiny [m]	Modul Kh [MN/m <sup>3</sup> ]	Průměr piloty [m]	Tuhost k [kN/m]	Redukovaná tuhost Y [kN/m]	Redukovaná tuhost X [kN/m]
0,5	6,9	0,9	6246,0	4980,1	5561,9
1,5	7,8	0,9	7001,8	5582,7	6235,0
2,5	1,5	0,9	1332,0	1062,0	1186,1
3,5	1,5	0,9	1332,0	1062,0	1186,1
4,5	2,2	0,9	1998,0	1593,0	1779,2
5,5	2,2	0,9	1998,0	1593,0	1779,2
6,5	36,1	0,9	32497,2	25910,7	28938,0
7,5	41,7	0,9	37498,5	29898,4	33391,5
8,5	47,2	0,9	42499,8	33886,0	37845,1
9,5	52,8	0,9	47500,2	37872,9	42297,8
10,5	58,3	0,9	52501,5	41860,6	46751,3
11,5	3,0	0,9	2664,0	2124,1	2372,2
12,5	3,0	0,9	2664,0	2124,1	2372,2
13,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7
14,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7
15,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7
16,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7
17,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7



## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 22 Podpěra P2 – zadané tuhosti pružin

Interakce s podložím pylon P2					
Poloha pružiny [m]	Modul Kh [MN/m <sup>3</sup> ]	Průměr piloty [m]	Tuhost k [kN/m]	Redukovaná tuhost Y [kN/m]	Redukovaná tuhost X [kN/m]
0,5	0,7	0,9	666,0	411,2	484,2
1,5	7,5	0,9	6750,0	4167,8	4907,0
2,5	12,5	0,9	11250,0	6946,3	8178,4
3,5	17,5	0,9	15750,0	9724,8	11449,7
4,5	22,5	0,9	20250,0	12503,3	14721,1
5,5	27,5	0,9	24750,0	15281,8	17992,4
6,5	3,0	0,9	2664,0	1644,9	1936,6
7,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1
8,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1
9,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1
10,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1
11,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1
12,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1
13,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1
14,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1
15,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1
16,5	10,0	0,9	8993,7	5553,1	6538,1

Tab. 23 Podpěra P3 – zadané tuhosti pružin

Interakce s podložím pylon P3					
Poloha pružiny [m]	Modul Kh [MN/m <sup>3</sup> ]	Průměr piloty [m]	Tuhost k [kN/m]	Redukovaná tuhost Y [kN/m]	Redukovaná tuhost X [kN/m]
0,5	0,6	0,9	582,3	358,5	416,2
1,5	1,9	0,9	1746,9	1075,5	1248,5
2,5	12,5	0,9	11250,0	6926,5	8040,4
3,5	17,5	0,9	15750,0	9697,1	11256,6
4,5	22,5	0,9	20250,0	12467,6	14472,8
5,5	59,3	0,9	53334,0	32837,0	38118,1
6,5	59,3	0,9	53334,0	32837,0	38118,1
7,5	59,3	0,9	53334,0	32837,0	38118,1
8,5	3,0	0,9	2664,0	1640,2	1904,0
9,5	3,0	0,9	2664,0	1640,2	1904,0
10,5	9,9	0,9	8937,0	5502,4	6387,3
11,5	9,9	0,9	8937,0	5502,4	6387,3
12,5	9,9	0,9	8937,0	5502,4	6387,3
13,5	9,9	0,9	8937,0	5502,4	6387,3
14,5	9,9	0,9	8937,0	5502,4	6387,3
15,5	9,9	0,9	8937,0	5502,4	6387,3
16,5	9,9	0,9	8937,0	5502,4	6387,3

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 24 Opěra OP4 – zadané tuhosti pružin

Poloha pružiny [m]	Interakce s podložím opěra OP4				
	Modul Kh [MN/m <sup>3</sup> ]	Průměr piloty [m]	Tuhost k [kN/m]	Redukovaná tuhost Y [kN/m]	Redukovaná tuhost X [kN/m]
0,5	6,9	0,9	6250,5	4983,7	5565,9
1,5	20,8	0,9	18751,5	14951,0	16697,8
2,5	34,7	0,9	31252,5	24918,3	27829,6
3,5	9,7	0,9	8748,0	6975,0	7789,9
4,5	12,5	0,9	11250,0	8969,9	10017,9
5,5	2,2	0,9	1998,0	1593,0	1779,2
6,5	2,2	0,9	1998,0	1593,0	1779,2
7,5	2,2	0,9	1998,0	1593,0	1779,2
8,5	47,2	0,9	42496,2	33883,1	37841,9
9,5	52,8	0,9	47495,7	37869,3	42293,8
10,5	58,3	0,9	52496,1	41856,3	46746,5
11,5	63,4	0,9	57049,6	45486,8	50801,3
12,5	69,4	0,9	62496,0	49829,4	55651,2
13,5	3,0	0,9	2664,0	2124,1	2372,2
14,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7
15,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7
16,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7
17,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7
18,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7
19,5	10,0	0,9	8993,7	7170,9	8008,7

### 5.3 Materiálové charakteristiky

#### 5.3.1 Přehled použitých materiálů

Ve výpočetním modelu byly použity následující materiály a jejich příslušné tuhostní charakteristiky.

Tab. 25 Přehled tuhostí použitých materiálů

Materiál		Modul pružnosti E [GPa]
Ocel-konstrukční	S355	210
Ocel-závěsy	M460	205
	M520	205
Beton	C30/37-spodní stavba	33
	C30/37-spodní stavba-napojení	70
	C30/37-pylony	34
	C35/45-deska-TDA	36
	C35/45-deska	36
Ostatní	Římsy	8
	Vozovka	4
	Parapet	8

#### 5.3.2 Konstrukční ocel

Ocelové části konstrukce jsou vyrobeny z oceli třídy S355. V modelu je materiál konstrukční oceli označen jako „S355“. Modul pružnosti konstrukční oceli byl uvažován  $E_s=210$  GPa.

#### 5.3.3 Ocelové závěsy

Závěsný systém mostu je tvořen z 48 tyčových závěsů Macalloy 460 a 8 tyčových závěsů Macalloy 520. V modelu je pro jednotlivá táhla vytvořen materiál „M460“ a „M520“. Modul pružnosti závěsů je uvažován dle výrobce Macalloy pro oba materiály  $E_s=205$  GPa.

### 5.3.4 Betonová deska

Betonová deska mostu je tvořena z betonu C35/45. V modelu je pro betonovou desku uvažován materiál „C35/45 – deska – TDA“, který zahrnuje účinky reologických změn betonu (smrštění a dotvarování). Výchozí modul pružnosti je uvažován dle tabulek pro danou třídu betonu  $E_{cm}=34$  GPa. Validace modelu ukázala, že betonová směs má pravděpodobně vyšší modul pružnosti. Modul pružnosti betonu byl tedy iterativně upraven dle výsledků zatěžovacích zkoušek (viz kapitola 6.1). Výsledná hodnota modulu pružnosti betonové desky byla zvolena  $E_{cm}=36$  GPa.

### 5.3.5 Dobetonávka koncových příčníků

Dobetonávka koncových příčníků byla zhotovena ze stejného materiálu jako deska C35/45. V modelu byla tato dobetonávka vyřešena přidáním prutů. Vzhledem k celkovému spřažení s ocelovým příčníkem budou reologické změny zanedbatelné, proto byl pro tyto prvky v modelu vytvořen materiál „C35/45 – deska“ bez účinků smrštění a dotvarování. Modul pružnosti byl zvolen stejný jako pro betonovou desku  $E_{cm}=36$  GPa.

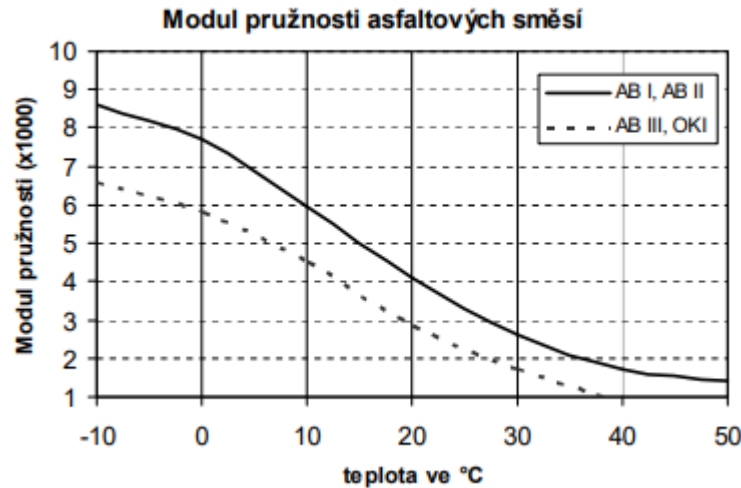
### 5.3.6 Spodní stavba

Spodní stavba mostní konstrukce je tvořena z betonu třídy C30/37. Pro spodní stavbu byl v modelu vytvořen materiál „C30/37 - spodní stavba“. Tento materiál nezohledňuje reologické účinky betonu. Modul pružnosti betonu spodní stavby byl uvažován  $E_c=33$  GPa.

Při modelování spodní stavby byly uváženy návaznosti kolmých desek. Desky jsou modelovány deskovými prvky se zadanou tloušťkou. V místech návazností je nutné zohlednit tloušťku desky, do kterého se prvek připojuje. V modelu bylo toto vyřešeno upraveným materiálem „C30/37- spodní stavba – napojení“, který má zvýšený modul pružnosti  $E_{mod}=70$  GPa.

### 5.3.7 Vozovka

Vozovka na mostě byla zadána prutově s možností dodatečné úpravy tuhosti konstrukce. V modelu byl vozovce přiřazen materiál „vozovka“. Tuhost konstrukce byla validována na reálný stav dle zatěžovacích zkoušek (viz kapitola 6.1). Při validaci bylo zjištěno, že tuhost vozovky částečně přispívá do globální tuhosti konstrukce, ačkoliv vozovka není spřažena s betonovou deskou. Modul pružnosti vozovky byl zvolen iterativně  $E_{voz}=4$  GPa dle grafu na Obr. 109.



Obr. 109 Modul pružnosti asphaltových směsí v závislosti na teplotě [31]

### 5.3.8 Římsové chodníky

Vozovka na mostě byla zadána prutově s možností dodatečné úpravy tuhosti konstrukce. V modelu byl pro římsové chodníky vytvořen materiál „římsy“. Chodníkové římsy přispívají do globální tuhosti konstrukce, ačkoliv nejsou spřaženy s betonovou deskou a jsou příčně děleny. Modul pružnosti chodníkových říms byl volen iterativně dle statických zatěžovacích zkoušek (viz kapitola 6.1). V modelu byl římsovým chodníkům přiřazen redukovaný modul pružnosti  $E_{\text{řim}}=8$  GPa, což vystihuje míru jeho spolupůsobení s nosnou konstrukcí.

### 5.3.9 Betonový parapet

Betonový parapet hlavních nosníků byl přímo zadán do průřezu hlavních nosníků s možností dodatečné úpravy tuhosti konstrukce. Pro betonový parapet byl v modelu vytvořen materiál „parapet“. Betonovému parapetu byl přiřazen stejný modul pružnosti, jako mají chodníkové římsy vzhledem ke stejnému charakteru (stejná poloha příčných spár, stejná třída betonu). Hodnota vychází z validace modelu. Modul pružnosti betonových parapetů byl uvažován  $E_{\text{par}}=8$  GPa.

## 5.4 Průřezové charakteristiky prutových prvků

V modelu byly prutovým prvkům přiřazeny příslušné průřezy. Průřezové charakteristiky jednotlivých použitých průřezů jsou uvedeny v příloze diplomové práce „Příloha 1 – Detailní popis numerického modelu“.

## 5.5 Deskové prvky

### 5.5.1 Spodní stavba

Spodní stavba mostu je tvořena skořepinovými prvky s různou tloušťkou. Pro spodní stavbu byla použita skořepina tlustá zohledňující smykové deformace ve směru Z (dle Mindlina). U desky mostovky byla zvolena skořepina tenká (dle Kirchhoffa) zanedbávající smykové deformace ve směru Z.

#### 5.5.1.1 Opěra OP1

Tab. 26 Opěra OP1 – přehled použitých deskových prvků

Opěra OP1			
Označení	Materiál	Tloušťka [mm]	Typ
OP1-800 mm	C30/37-spodní stavba	800	Skořepina-tlustá
OP1-r-800 mm	C30/37-spodní stavba-modif	800	Skořepina-tlustá
OP1-900 mm	C30/37-spodní stavba	900	Skořepina-tlustá
OP1-r-900 mm	C30/37-spodní stavba-modif	900	Skořepina-tlustá
OP1-1000 mm	C30/37-spodní stavba	1000	Skořepina-tlustá
OP1-1330 mm	C30/37-spodní stavba	1330	Skořepina-tlustá
OP1-r-1330 mm	C30/37-spodní stavba-modif	1330	Skořepina-tlustá
OP1-1380 mm	C30/37-spodní stavba	1380	Skořepina-tlustá
OP1-1440 mm	C30/37-spodní stavba	1440	Skořepina-tlustá
OP1-1520 mm	C30/37-spodní stavba	1520	Skořepina-tlustá
OP1-1810 mm	C30/37-spodní stavba	1810	Skořepina-tlustá
OP1-r-1810 mm	C30/37-spodní stavba-modif	1810	Skořepina-tlustá
OP1-1830 mm	C30/37-spodní stavba	1830	Skořepina-tlustá
OP1-r-1830 mm	C30/37-spodní stavba-modif	1830	Skořepina-tlustá
OP1-2030 mm	C30/37-spodní stavba	2030	Skořepina-tlustá
OP1-r-2030 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2030	Skořepina-tlustá
OP1-2255 mm	C30/37-spodní stavba	2255	Skořepina-tlustá
OP1-r-2255 mm	C30/37-spodní stavba-modif	22550	Skořepina-tlustá
OP1-2280 mm	C30/37-spodní stavba	2280	Skořepina-tlustá
OP1-r-2280 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2280	Skořepina-tlustá
OP1-2465 mm	C30/37-spodní stavba	2465	Skořepina-tlustá
OP1-r-2465 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2465	Skořepina-tlustá

#### 5.5.1.2 Podpěra P2

Tab. 27 Podpěra P2 – přehled použitých deskových prvků

Podpěra P2			
Označení	Materiál	Tloušťka [mm]	Typ
P2-2000 mm	C30/37-spodní stavba	2000	Skořepina-tlustá
P2-r-2000 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2000	Skořepina-tlustá
P2-1600 mm	C30/37-spodní stavba	1600	Skořepina-tlustá
P2-900 mm	C30/37-spodní stavba	900	Skořepina-tlustá
P2-800 mm	C30/37-spodní stavba	800	Skořepina-tlustá

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

### 5.5.1.3 Podpěra P3

Tab. 28 Podpěra P3 – přehled použitých deskových prvků

Podpěra P3			
Označení	Materiál	Tloušťka [mm]	Typ
P3-2000 mm	C30/37-spodní stavba	2000	Skořepina-tlustá
P3-r-2000 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2000	Skořepina-tlustá
P3-1600 mm	C30/37-spodní stavba	1600	Skořepina-tlustá

### 5.5.1.4 Opěra OP4

Tab. 29 Opěra OP4 – přehled použitých deskových prvků

Opěra OP4			
Označení	Materiál	Tloušťka [mm]	Typ
OP4-800 mm	C30/37-spodní stavba	800	Skořepina-tlustá
OP4-r-800 mm	C30/37-spodní stavba-modif	800	Skořepina-tlustá
OP4-900 mm	C30/37-spodní stavba	900	Skořepina-tlustá
OP4-r-900 mm	C30/37-spodní stavba-modif	900	Skořepina-tlustá
OP4-1000 mm	C30/37-spodní stavba	1000	Skořepina-tlustá
OP4-1300 mm	C30/37-spodní stavba	1300	Skořepina-tlustá
OP4-r-1300 mm	C30/37-spodní stavba-modif	1300	Skořepina-tlustá
OP4-1355 mm	C30/37-spodní stavba	1355	Skořepina-tlustá
OP4-1430 mm	C30/37-spodní stavba	1430	Skořepina-tlustá
OP4-1515 mm	C30/37-spodní stavba	1515	Skořepina-tlustá
OP4-1830 mm	C30/37-spodní stavba	1830	Skořepina-tlustá
OP4-r-1830 mm	C30/37-spodní stavba-modif	1830	Skořepina-tlustá
OP4-1835 mm	C30/37-spodní stavba	1835	Skořepina-tlustá
OP4-r-1835 mm	C30/37-spodní stavba-modif	1835	Skořepina-tlustá
OP4-2065 mm	C30/37-spodní stavba	2065	Skořepina-tlustá
OP4-r-2065 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2065	Skořepina-tlustá
OP4-2070 mm	C30/37-spodní stavba	2070	Skořepina-tlustá
OP4-r-2070 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2070	Skořepina-tlustá
OP4-2300 mm	C30/37-spodní stavba	2300	Skořepina-tlustá
OP4-r-2300 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2300	Skořepina-tlustá
OP4-2345 mm	C30/37-spodní stavba	2345	Skořepina-tlustá
OP4-r-2345 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2345	Skořepina-tlustá
OP4-2490 mm	C30/37-spodní stavba	2490	Skořepina-tlustá
OP4-r-2490 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2490	Skořepina-tlustá
OP4-2580 mm	C30/37-spodní stavba	2580	Skořepina-tlustá
OP4-r-2580 mm	C30/37-spodní stavba-modif	2580	Skořepina-tlustá

### 5.5.2 Betonová deska

Konstrukce mostovky je tvořena betonovou deskou s tloušťkou 220 mm. V místě podpor je tloušťka desky snížena na 170 mm. V modelu byla betonová deska zadána skořepinovými prvky s jednotnou tloušťkou 220 mm. Místa se sníženou tloušťkou desky byla vyřešena odlišně vzhledem k technickým možnostem programu. Deska tvoří jednotný povrch, tudíž v modelu by deskové prvky musely být zarovnané k horní hraně povrchu. Toto zadání je pro tento výpočetní program velmi složité až obtížně proveditelné, proto byla deska modelována s jednotnou tloušťkou. V místech nad podpěrami byly v modelu prvky desky upraveny pomocí modifikátorů vlastností.

Tab. 30 Betonová deska – přehled použitých deskových prvků

Betonová deska			
Označení	Materiál	Tloušťka [mm]	Typ
deska-220 mm	C35/45-deska-TDA	220	Skořepina-tenká
deska -220 mm - trhliny	C35/45-deska-TDA	220	Skořepina-tenká
deska-P2,P3-170 mm	C35/45-deska-TDA	220	Skořepina-tenká
deska-OP1,OP4-170 mm	C35/45-deska-TDA	220	Skořepina-tenká

#### 5.5.2.1 Deska-220 mm

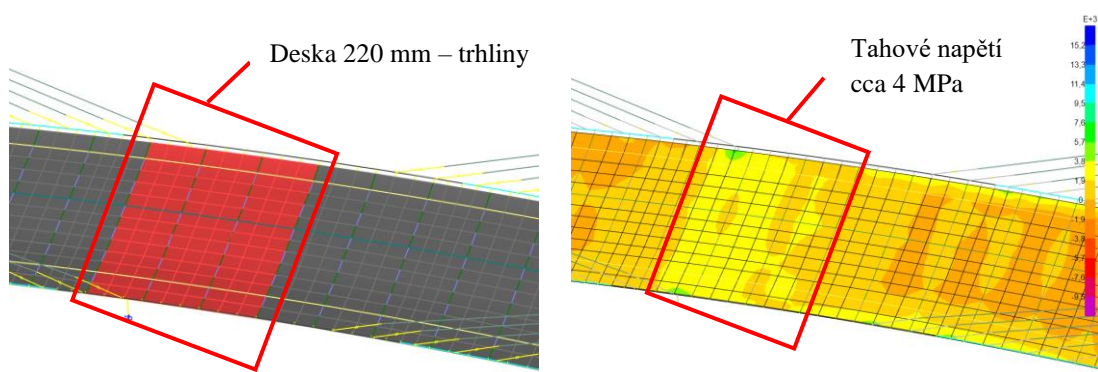
Deska mostovky byla modelována plošnými skořepinovými prvky s tloušťkou 220 mm. Označení v modelu je „deska-220 mm“. Modifikátory vlastností nebyly použity.

#### 5.5.2.2 Deska-220 mm – trhliny

U zavěšených mostů se ve střední části mostu nachází tahové pole, které vzniká od závěsů a od smrštění betonové desky. Deska se při působení tahového namáhání může potřhat, a proto se na dalším přenosu zatížení podílí pouze výztuž v desce. V modelu bylo pro střední část desky stanoveno iteračním způsobem tahové pole dle napětí v podélném směru po dokončení mostu. Napětí zahrnuje pouze reologické účinky desky a zatížení vlastní tíhou bez účinků dopravy. Velikost této oblasti byla validována dle zatěžovacích zkoušek. Konzervativně bylo uvažováno, že přenos zatížení je zajištěn pouze výztuží. Tento efekt je zohledněn modifikátorem normálových vlastností v podélném směru  $n_{yy}$ , který vychází z poměru tuhostí EA. Plocha podélné výztuže vycházela z dokumentace RDS. Označení prvku v modelu je „deska-220 mm – trhliny“.



## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



Obr. 110 Stanovení tahové oblasti betonové desky

**Modul pružnosti betonu:**  $E_{cm} = 33,5 \text{ GPa}$

**Plocha desky bm:**  $A_c = 220000 \text{ mm}^2$

**Modul pružnosti ocel:**  $E_s = 210 \text{ GPa}$

**Počet prutů bm:**  $\emptyset 22 \text{ } 2 \times 7$

**Plocha oceli bm:**  $A_s = 5322 \text{ mm}^2$

$$\frac{E_s A_s}{E_{cm} A_c} = \frac{210 \cdot 5322}{33,5 \cdot 220000} = 0,15$$

Tab. 31 Modifikátory vlastností – deska-220 mm – trhliny

Modifikátory vlastností	
$n_{xx}$	1
$n_{yy}$	0,15
$n_{xy}$	1
$m_{xx}$	1
$m_{yy}$	1
$m_{xy}$	1
$\nu_{xz}$	1
$\nu_{yz}$	1
$\nu_{xy}$	1
$\nu_{xx}$	1
mass	1
weight	1

### 5.5.2.3 Deska-OP1, OP4-170 mm

Nad koncovými příčnicíky je snížena tloušťka desky na 170 mm. Výchozí deskový prvek s tloušťkou 220 mm byl převeden na prvek s tloušťkou 170 mm pomocí modifikátorů vlastností. Modifikátory lze upravit hmotnost i tuhost daného prvku. Redukční koeficient vychází z poměru tlouštěk desek.

$$t_1 = 220 \text{ mm}$$
$$t_2 = 170 \text{ mm}$$
$$k_{\text{redu}} = \frac{t_2}{t_1} = \frac{170}{220} = 0,77$$

Tab. 32 Modifikátory vlastností-deska-OP1, OP4-170 mm

Modifikátory vlastností	
$n_{xx}$	0,77
$n_{yy}$	0,77
$n_{xy}$	0,77
$m_{xx}$	0,77
$m_{yy}$	0,77
$m_{xy}$	0,77
$v_{xz}$	0,77
$v_{yz}$	0,77
$v_{xy}$	0,77
$v_{xx}$	0,77
mass	0,77
weight	0,77

Z hlediska tuhostního i hmotnostního je tento prvek ekvivalentní k prvku s tloušťkou 170 mm. Označení prvku v modelu je „deska-OP1, OP4-170 mm“.

### 5.5.2.4 Deska-P2, P3-170 mm

Nad podporovými příčnicíky je snížena tloušťka desky na 170 mm. Výchozí deskový prvek s tloušťkou 220 mm byl převeden na prvek s tloušťkou 170 mm pomocí modifikátorů vlastností. Modifikátory lze upravit hmotnost i tuhost daného prvku. Redukční koeficient vychází z poměru tlouštěk desek.

$$t_1 = 220 \text{ mm}$$
$$t_2 = 170 \text{ mm}$$
$$k_{\text{redu}} = \frac{t_2}{t_1} = \frac{170}{220} = 0,77$$

V podélném směru je chování desky navíc upraveno modifikátorem vlastností pro ohyb okolo příčné osy mostu. Vzhledem k velké šířce (2 m) a torzní tuhosti podporového

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

---

příčniku není v místě horní pásnice příčniku umožněn volný ohyb desky okolo příčné osy. V modelu je příčník zadán pouze prutově a tento efekt by nebyl zohledněn, proto byl přidán modifikátor ohybových vlastností  $m_{xx}=2,5$  v podélném směru.

Tab. 33 Modifikátory vlastností – deska-P2, P3-170 mm

Modifikátory vlastností	
$n_{xx}$	0,77
$n_{yy}$	2,5
$n_{xy}$	0,77
$m_{xx}$	0,77
$m_{yy}$	0,77
$m_{xy}$	0,77
$v_{xz}$	0,77
$v_{yz}$	0,77
$v_{xy}$	0,77
$v_{xx}$	0,77
mass	0,77
weight	0,77

Označení prvku v modelu je „deska-P2, P3-170 mm“.

### 5.6 Vlastnosti použitých linků

Ve výpočetním programu CSI Bridge je vhodné použít při modelování tzv. „linky“. Linky propojují námi zvolené 2 uzly. Vlastnosti těchto propojení mohou být různé. Linky je možné zadávat lineární i nelineární. Chování závisí na umožněných posunech a natočení (6 stupňů volnosti). Lze tedy vytvořit jak tuhé vazby, tak i kloubová uložení (ložiska). Při uvolnění některého ze stupňů volnosti je posunutí/natočení realizováno na konci linku.

Během výstavby docházelo ke změnám statického systému, a proto bylo nutné zajistit správné nahrazení vlastností jednotlivých linků v numerickém modelu. Použitý software neumožňuje přidání nebo odebrání stupňů volnosti daného linku. Lze pouze provést výměnu linku za jiný. U výměny linků byl zjištěn softwarový nedostatek. Bylo zjištěno, že pokud má link pevně odebraný stupeň volnosti, nelze v dalším kroku tento link nahradit za link s uvolněnou vazbou. Link se bude nadále chovat jako pevný pro tento směr. Tento problém byl vyřešen použitím nelineárních linků. Když se vlastnosti podpory definují pomocí tuhosti, je výměna možná. Pro pevné směry podpor byla nadefinována velká tuhost a pro volné směry podpor extrémně malá. Zajisté platí, že pro volnou podporu zde vznikne velmi malá síla, která se dá považovat za nulovou. Na druhou stranu pro pevné podpory zde vznikne malá deformace. Malé hodnoty deformace v ložisku mohou například odpovídat reálnému chování ložisek. Tuhosti linků byly laděny pro správnou konvergenci výpočtu modelu. Při zadání extrémních tuhostí nebo extrémních poddajností výpočet nekonvergoval ke správnému řešení.

Hmotnost linku je zadána s výchozí hodnotou 0. Hmotnost linků tedy nebyla uvažována. Ve výpočetním modelu byly zadány různé linky s příslušnými vlastnostmi. Jednotlivé použité linky jsou popsány v následujících kapitolách.

## 5.6.1 Tuhá vazba

Pro tuhá spojení prutů byl vytvořen link „tuhá vazba“. Všechny stupně volnosti jsou odebrány.

Tab. 34 Vlastnosti linku – tuhá vazba

Tuhá vazba	
Posun ve směru Z (svisle)	fixed
Posun ve směru X (podélně)	fixed
Posun ve směru Y (příčně)	fixed
Natočení $\varphi_x$ (okolo osy X)	fixed
Natočení $\varphi_y$ (okolo osy Y)	fixed
Natočení $\varphi_z$ (okolo osy Z)	fixed

## 5.6.2 Ložiska opěry

Ložiska na opěrách byla modelována pomocí nelineárních linků. Ve směru Z bylo zohledněno reálné chování ložiska. Pro tlaková namáhání se podpora chová jako pevná a pro tahová namáhání jako volná. Při výstavbě docházelo ke změně statického systému i na opěrách, proto byly vytvořeny všechny linky, které se v průběhu výstavby v konstrukci vyskytují. Definice jednotlivých linků jsou uvedeny v následujících tabulkách.

Tab. 35 Vlastnosti linku – ložisko-opěra-X, Y, Z (pevné)

Ložisko-opěra-X,Y,Z		
Posun ve směru Z (svisle)		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,001	-5000	
0	0	
Posun ve směru X (podélně)		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,001	-5000	
0,001	5000	
Posun ve směru Y (příčně)		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,001	-5000	
0,001	5000	
Natočení $\varphi_x$ (okolo osy X)		free
Natočení $\varphi_y$ (okolo osy Y)		free
Natočení $\varphi_z$ (okolo osy Z)		free

# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 36 Vlastnosti linku – ložisko-opěra-Y, Z (podélné)

Ložisko-opěra-Y,Z		
<b>Posun ve směru Z (svisle)</b>		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,001	-5000	
0	0	
0,1	5	
<b>Posun ve směru X (podélně)</b>		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,1	-5	
0	0	
0,1	5	
<b>Posun ve směru Y (příčně)</b>		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,001	-5000	
0	0	
0,001	5000	
<b>Natočení <math>\varphi_x</math> (okolo osy X)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_y</math> (okolo osy Y)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_z</math> (okolo osy Z)</b>		free

Tab. 37 Vlastnosti linku – ložisko-opěra-Z (všesměrně)

Ložisko-opěra-Z		
<b>Posun ve směru Z (svisle)</b>		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,001	-5000	
0	0	
0,1	5	
<b>Posun ve směru X (podélně)</b>		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,1	-5	
0	0	
0,1	5	
<b>Posun ve směru Y (příčně)</b>		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,1	-5	
0	0	
0,1	5	
<b>Natočení <math>\varphi_x</math> (okolo osy X)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_y</math> (okolo osy Y)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_z</math> (okolo osy Z)</b>		free

### 5.6.3 Koncová táhla

Chování koncových táhel bylo pro tento model klíčové. Každé táhlo bylo připojeno v modelu pomocí dvou linků. Na dolním konci táhla byl použit lineární link, který odebíral všechny posuny a torzní rotaci. Horní část táhla byla připevněna ke konstrukci pomocí nelineárního linku. Link byl definovaný pro tahové namáhání jako pevný. Pro tlakové namáhání zde byla vložena konstrukční vůle ložisek, která teoreticky dosahuje velikosti až 4 mm (4x 1 mm). Při odlehčení koncových táhel dochází k aktivaci ložisek na opěře. Pokud by byla překonána tato vůle, táhlo se může stlačit. Dle reálného měření není možné daného stavu stlačení dosáhnout.

Tab. 38 Vlastnosti linku – koncové táhlo-lineární

Koncové táhlo-lineární	
Posun ve směru Z (svisle)	fixed
Posun ve směru X (podélně)	fixed
Posun ve směru Y (příčně)	fixed
Natočení $\varphi_x$ (okolo osy X)	fixed
Natočení $\varphi_y$ (okolo osy Y)	free
Natočení $\varphi_z$ (okolo osy Z)	free

Tab. 39 Vlastnosti linku – koncové táhlo-nelineární

Koncové táhlo-nelineární		
Posun ve směru Z (svisle)		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,005	-5000	
-0,004	-1	
0	0	
0,001	5000	
Posun ve směru X (podélně)	fixed	
Posun ve směru Y (příčně)	fixed	
Natočení $\varphi_x$ (okolo osy X)	free	
Natočení $\varphi_y$ (okolo osy Y)	free	
Natočení $\varphi_z$ (okolo osy Z)	free	

## 5.6.4 Ložiska-pylony

Ložiska na podporách P2 a P3 byla modelována pomocí nelineárních linků. Ve směru Z bylo zohledněno reálné chování ložiska. Pro tlaková namáhání se podpora chová jako pevná a pro tahová namáhání jako volná. Na vnitřních podpěrách vzniká ve všech ložiscích vždy tlak, tudíž nastavení chování linku pro tahová namáhání je spíše formální. Při výstavbě docházelo ke změně statického systému i na vnitřních podporách, proto byly vytvořeny všechny linky, které se v průběhu výstavby v konstrukci vyskytují. Definice jednotlivých linků jsou uvedeny v následujících tabulkách.

Tab. 40 Vlastnosti linku – ložisko-pylon-X, Y, Z (pevné)

Ložisko-pylon-X,Y,Z	
<b>Posun ve směru Z (svisle)</b>	
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>
-0,001	-10000
0	0
0,1	5
<b>Posun ve směru X (podélně)</b>	
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>
-0,001	-5000
0	0
0,001	5000
<b>Posun ve směru Y (příčně)</b>	
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>
-0,001	-5000
0	0
0,001	5000
<b>Natočení <math>\varphi_x</math> (okolo osy X)</b>	free
<b>Natočení <math>\varphi_y</math> (okolo osy Y)</b>	free
<b>Natočení <math>\varphi_z</math> (okolo osy Z)</b>	free



# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 41 Vlastnosti linku – ložisko-pylon-Y, Z (podélné)

Ložisko-pylon-Y,Z		
<b>Posun ve směru Z (svisle)</b>		
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>	
-0,001	-10000	
0	0	
0,1	5	
<b>Posun ve směru X (podélně)</b>		
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>	
-0,1	-5	
0	0	
0,1	5	
<b>Posun ve směru Y (příčně)</b>		
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>	
-0,001	-5000	
0	0	
0,001	5000	
<b>Natočení <math>\varphi_x</math> (okolo osy X)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_y</math> (okolo osy Y)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_z</math> (okolo osy Z)</b>		free

Tab. 42 Vlastnosti linku – ložisko-pylon-Z (všesměrné)

Ložisko-pylon-Z		
<b>Posun ve směru Z (svisle)</b>		
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>	
-0,001	-10000	
0	0	
0,1	5	
<b>Posun ve směru X (podélně)</b>		
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>	
-0,1	-5	
0	0	
0,1	5	
<b>Posun ve směru Y (příčně)</b>		
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>	
-0,001	-5000	
0	0	
0,001	5000	
<b>Natočení <math>\varphi_x</math> (okolo osy X)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_y</math> (okolo osy Y)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_z</math> (okolo osy Z)</b>		free

## 5.6.5 Montážní podpěra

Montážní podpěra byla modelována pomocí nelineárních linků. Stejně jako ložisko bylo chování montážní podpory ve směru Z uvažováno pouze pro tlaková namáhání. Svislá tuhost této podpory byla uvažována nižší z důvodů možného zatlačení. Vlastnosti linku montážní podpory jsou uvedeny v následující tabulce.

Tab. 43 Vlastnosti linku – montážní podpěra (všesměrné)

Montážní podpěra		
<b>Vlastnosti ve směru Z (svisle)</b>		
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>	
-0,001	-1000	
0	0	
0,1	5	
<b>Vlastnosti ve směru X (podélně)</b>		free
<b>Vlastnosti ve směru Y (příčně)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_x</math> (okolo osy X)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_y</math> (okolo osy Y)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_z</math> (okolo osy Z)</b>		free

## 5.6.6 Poškozená táhla

V modelu zaměřeném na poškození koncových táhel byly pro simulaci poškození použity nelineární linky. Vlastnosti nelineárního základního linku (koncové táhlo-nelineární) byly upraveny tak, aby i pro malé tahové namáhání vznikla v tomto linku příslušná deformace (poškození). Velikosti poškození byly zvoleny iterativně a vycházejí z výsledků numerického modelu (viz. kapitola 11). Vlastnosti použitých nelineárních linků jsou uvedeny v následujících tabulkách.

Tab. 44 Vlastnosti linku – poškození 4 mm

Poškození 4 mm		
<b>Posun ve směru Z (svisle)</b>		
<b>Posun [m]</b>	<b>Síla [kN]</b>	
-0,005	-5000	
-0,004	-1	
0	0	
0,004	1	
0,005	5000	
<b>Posun ve směru X (podélně)</b>		fixed
<b>Posun ve směru Y (příčně)</b>		fixed
<b>Natočení <math>\varphi_x</math> (okolo osy X)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_y</math> (okolo osy Y)</b>		free
<b>Natočení <math>\varphi_z</math> (okolo osy Z)</b>		free

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 45 Vlastnosti linku – poškození 2,5 mm

Poškození 2,5 mm		
Posun ve směru Z (svisle)		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,005	-5000	
-0,004	-1	
0	0	
0,0025	1	
0,0035	5000	
Posun ve směru X (podélně)		
fixed		
Posun ve směru Y (příčně)		
fixed		
Natočení $\varphi_x$ (okolo osy X)		
free		
Natočení $\varphi_y$ (okolo osy Y)		
free		
Natočení $\varphi_z$ (okolo osy Z)		
free		

Tab. 46 Vlastnosti linku – poškození 2 mm

Poškození 2 mm		
Posun ve směru Z (svisle)		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,005	-5000	
-0,004	-1	
0	0	
0,002	1	
0,003	5000	
Posun ve směru X (podélně)		
fixed		
Posun ve směru Y (příčně)		
fixed		
Natočení $\varphi_x$ (okolo osy X)		
free		
Natočení $\varphi_y$ (okolo osy Y)		
free		
Natočení $\varphi_z$ (okolo osy Z)		
free		

Tab. 47 Vlastnosti linku – poškození 1,3 mm

Poškození 1,3 mm		
Posun ve směru Z (svisle)		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,005	-5000	
-0,004	-1	
0	0	
0,0013	1	
0,0023	5000	
Posun ve směru X (podélně)		
fixed		
Posun ve směru Y (příčně)		
fixed		
Natočení $\varphi_x$ (okolo osy X)		
free		
Natočení $\varphi_y$ (okolo osy Y)		
free		
Natočení $\varphi_z$ (okolo osy Z)		
free		

Tab. 48 Vlastnosti linky – poškození 0,5 mm

Poškození 0,5 mm		
Posun ve směru Z (svisle)		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,005	-5000	
-0,004	-1	
0	0	
0,0005	1	
0,0015	5000	
Posun ve směru X (podélně)	fixed	
Posun ve směru Y (příčně)	fixed	
Natočení $\varphi_x$ (okolo osy X)	free	
Natočení $\varphi_y$ (okolo osy Y)	free	
Natočení $\varphi_z$ (okolo osy Z)	free	

Tab. 49 Vlastnosti linky – poškození 0,3 mm

Poškození 0,3 mm		
Posun ve směru Z (svisle)		
Posun [m]	Síla [kN]	
-0,005	-5000	
-0,004	-1	
0	0	
0,0003	1	
0,0013	5000	
Posun ve směru X (podélně)	fixed	
Posun ve směru Y (příčně)	fixed	
Natočení $\varphi_x$ (okolo osy X)	free	
Natočení $\varphi_y$ (okolo osy Y)	free	
Natočení $\varphi_z$ (okolo osy Z)	free	

## 5.7 Rozbor zatížení

### 5.7.1 Vlastní tíha

#### 5.7.1.1 Hlavní nosníky

Vlastní tíha hlavních nosníků byla generována výpočetním programem na základě plochy průřezu a objemové tíhy. Objemová hmotnost oceli byla dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována  $78,5 \text{ kN/m}^3$ . Nosníky byly do výpočetního modelu zadány jako pruty s průřezem bez příčných a podélných výztuh, proto bylo nutné zohlednit přidanou hmotnost opravným součinitelem. Přibližná hmotnost hlavních nosníků byla spočítána z plochy průřezu a průměrné délky obou nosníků. Podélné výztuhy se nacházejí po celé délce nosníku a jsou tvořeny 3 úhelníky L100x10. Příčná výztuha se nachází u každého příčnicku a tvoří ji 2 plechy P14x100.

Tab. 50 Hmotnost hlavních nosníků

Označení	Plocha	Tloušťka	Délka	Počet	Objemová hmotnost	Hmotnost
	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[ks]	[t/m <sup>3</sup> ]	[t]
Hlavní nosníky	0,0992	-	131	2	7,85	204,02
Podélné výztuhy L	0,0019	-	131	6	7,85	11,66
Příčná výztuha P14x100	0,4641	0,014	-	88	7,85	4,49
Příčná výztuha P14x100	0,0971	0,014	-	88	7,85	0,94
Celková hmotnost bez výztuh [t]						204,02
Celková hmotnost s výztuhami [t]						221,11

Na základě spočítané přibližné hmotnosti bylo možné stanovit opravný součinitel  $\gamma_{\text{HN}}$ . Ten byl navíc navýšen o 0,02 vzhledem k dalším ocelovým prvkům, které nebyly zahrnuty do výpočtu.

$$\gamma_{\text{HN}} = \frac{221,11}{204,02} + 0,02 = 1,08 + 0,02 = 1,1$$

Opravný součinitel  $\gamma_{\text{HN}}$  pro hlavní nosníky byl uvažován 1,1.

#### 5.7.1.2 Příčnický

Vlastní tíha příčnicků byla generována výpočetním programem na základě plochy průřezu a objemové tíhy. Objemová hmotnost oceli byla dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována  $78,5 \text{ kN/m}^3$ . U příčnicků byla celková hmotnost upravena opravným součinitelem zohledňující hmotnost svarů a hmotnost spřahování prostředků. Velikost opravného součinitele vychází z názoru a zkušeností pro svařované konstrukce.

$$\gamma_{\text{PŘ}} = 1,02$$

Opravný součinitel  $\gamma_{\text{HN}}$  pro příčnický byl uvažován 1,02.

### 5.7.1.3 Závěsy

Vlastní tíha jednotlivých závěsů byla zadána jako rovnoměrné spojitě zatížení. Objemová hmotnost oceli byla dle ČSN EN 1991-1-1 pro výpočet uvažována  $78,5 \text{ kN/m}^3$ . Aby nedošlo ke zdvojení vlastní tíhy závěsů, byl materiál závěsů v modelu upraven. Objemová hmotnost materiálu byla zadána nulová. Tento přístup byl zvolen z důvodu výpočtu modální analýzy konstrukce, kde bylo eliminováno kmitání závěsů.

Tab. 51 Táhla ekvivalentní zatížení

Označení táhla	Průměr táhla	Ekvivalentní spojitě zatížení
	[mm]	[kN/m]
M100	97	0,58
M90	87	0,47
M85	82	0,41

### 5.7.1.4 Koncová táhla

Vlastní tíha koncových táhel byla generována výpočetním programem na základě plochy průřezu a objemové tíhy. Objemová hmotnost oceli byla dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována  $78,5 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.7.1.5 Pylony

Zatížení vlastní tíhou pylonů je generováno výpočetním programem. Objemová hmotnost byla dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována pro ocel  $78,5 \text{ kN/m}^3$  a pro betonovou výplň pylonů  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.7.1.6 Spodní stavba

Zatížení spodní stavby bylo vygenerováno výpočetním programem. Objemová hmotnost železobetonu byla dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.7.1.7 Betonová deska

Zatížení betonové desky je vygenerováno programem. Objemová hmotnost železobetonu byla dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována  $25 \text{ kN/m}^3$ . Tloušťka betonové desky je dle projektové dokumentace 220 mm, pouze nad podpěrami dochází ke snížení tloušťky na 170 mm. Deska mostovky byla modelována plošnými prvky s jednotnou tloušťkou 220 mm z důvodu softwarových možností zadání excentricit pro plošné prvky. Vliv rozdílných tloušťek desky nad podporami je zohledněn pomocí modifikátorů vlastností přímo u plošného prvku desky. Modifikátory vychází z poměru tloušťek desek. Hodnota modifikátoru hmotnosti vychází 0,77.

### 5.7.2 Ostatní stálé zatížení

#### 5.7.2.1 Chodníkové římsy

Chodníkové římsy byly do výpočetního modelu zadány jako pruty s odpovídajícím průřezem z důvodu dodatečného naladění celkové tuhosti a rozložení hmotnosti pro dynamickou analýzu. Zatížení chodníkovými římsami je generováno výpočetním programem. Objemová hmotnost železobetonových chodníkových říms je dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### 5.7.2.2 Izolace

Betonová deska je pokryta izolací o tloušťce cca 5 mm. Zatížení je do modelu zadáno jako plošné rovnoměrné přímo na desku mostovky. Objemová hmotnost izolace NAIP je dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována 22 kN/m<sup>3</sup>. V modelu je toto zatížení označeno jako „Izolace“.

$$\gamma_{\text{NAIP}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$t = 0,005 \text{ m}$$

$$g = \gamma_{\text{NAIP}} \cdot t = 22 \cdot 0,005 = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

#### 5.7.2.3 Vozovka

Vozovka mostu byla také do modelu zadána pomocí prutu s odpovídajícím průřezem z důvodu dodatečného naladění celkové tuhosti a rozložení hmotnosti pro dynamickou analýzu. Zatížení vozovkou je generováno výpočetním programem. Objemová hmotnost vozovky je dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována 22 kN/m<sup>3</sup>.

#### 5.7.2.4 Betonový nosníkový parapet

Zatížení betonovým nosníkovým parapetem je zadáno přímo do průřezu hlavních nosníků. Ve fázích výstavby se průřez hlavních nosníků zamění. Betonový parapet je takto zadán z důvodu nejpřesnějšího rozložení hmoty pro dynamickou analýzu. Objemová hmotnost přidané železobetonové části je dle ČSN EN 1991-1-1 uvažována 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### 5.7.2.5 Protihluková stěna

Na mostě se nachází protihluková stěna se zábradelním madlem. Toto zatížení bylo zadáno na hlavní nosníky jako rovnoměrné spojitě zatížení o velikosti 1 kN/m. Zatížení je v modelu označeno jako „Protihluková stěna“.

$$g = 1 \text{ kN/m}$$

## 5.7.3 Předpětí závěsů

Pro předpětí bylo použito rovnoměrné ochlazení jednotlivých závěsů. Předpětí bylo aplikováno na závěsy postupně během fáze výstavby. Během výstavby byly závěsy rektifikovány na požadované hodnoty normálových sil. Rektifikace závěsů jsou 2 samostatné fáze výstavby, kde jsou normálové síly doladěny na požadované hodnoty. Pro přehled je zde uvedena tabulka se zadanými hodnotami ochlazením a výslednou předpínací silou na konci předpínání. Označení závěsů odpovídá postupnému přidávání dle fází výstavby.

Tab. 52 Předpětí závěsů

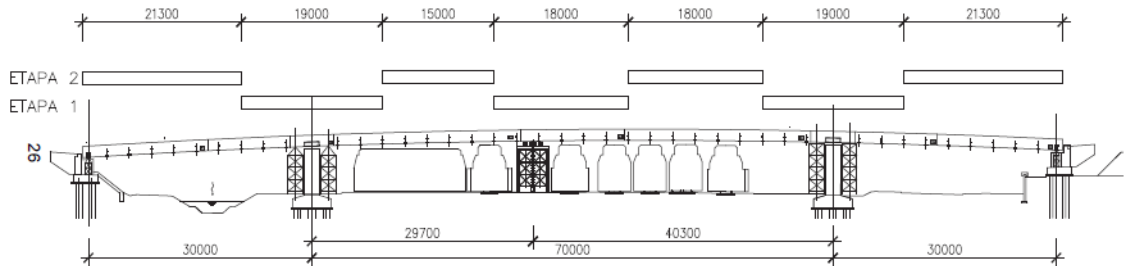
Označení závěsů		Průměr	Aplikovaná teplota	Rektifikace 1	Rektifikace 2	Ekvivalentní předpínací síla
		[mm]	[°C]	[°C]	[°C]	[MN]
Závěsy 1	P3P-1L	87	-137	-27	15,3	-2,17
	P3P-1P	87	-135	-43	4	-2,54
Závěsy 2	P3L-1L	87	-139,0	-33	4,3	-2,45
	P3L-1P	87	-139,0	-46	1,4	-2,68
Závěsy 3	P2L-1L	87	-120,0	-19	4,5	-1,97
	P2L-2L	87	-126,0	-21	7,5	-2,04
Závěsy 4	P2P-1L	87	-110,0	-15	3	-1,78
	P2P-1P	87	-115,0	-30,5	9,7	-1,99
Závěsy 5	P3L-2L	82	-122,0		6	-1,51
	P3L-2P	82	-140,0		1,5	-1,80
Závěsy 6	P3P-2L	82	-120,0	7	10,2	-1,34
	P3P-2P	82	-137,0	5	2	-1,69
Závěsy 7	P2L-2L	82	-105,0	-2,5	5,6	-1,32
	P2L-2P	82	-109,0	-2,5	11,9	-1,29
Závěsy 8	P2P-2L	82	-104,0	-3	12,3	-1,23
	P2P-2P	82	-104,0	-8	10,8	-1,31
Závěsy 9	P3P-3L	82	-90,0	5	5,7	-1,03
	P3P-3P	82	-108,0	2,5	3,3	-1,33
Závěsy 10	P3L-3L	82	-93,0	-1	8,1	-1,12
	P3L-3P	82	-109,0	-3	2,5	-1,42
Závěsy 11	P2L-3L	82	-94,0	6	4	-1,09
	P2L-3P	82	-89,0		14,9	-0,96
Závěsy 12	P2P-3L	82	-91,0	-2	12,6	-1,04
	P2P-3P	82	-86,0	-5	9,5	-1,06
Závěsy 13	P2P-4L	82	-79,0		10,8	-0,89
	P2P-4P	82	-73,0		8,2	-0,84
Závěsy 14	P2L-4L	82	-81,0		0,5	-1,05
	P2L-4P	82	-74,0		10,4	-0,83
Závěsy 15	P3L-4L	82	-75,0		5,4	-0,90
	P3L-4P	82	-89,0		-5,3	-1,23
Závěsy 16	P3P-4L	82	-74,5		13,4	-0,79
	P3P-4P	82	-87,0		-2	-1,16
Závěsy 17	P3P-5L	82	-68,0		12,7	-0,72
	P3P-5P	82	-82,0		-2	-1,09
Závěsy 18	P3L-5L	82	-65,0		3,4	-0,80
	P3L-5P	82	-80,0		-3	-1,08
Závěsy 19	P2L-5L	82	-74,0		-0,8	-0,97
	P2L-5P	82	-62,0		7,7	-0,71
Závěsy 20	P2P-5L	82	-70,0		7,2	-0,82
	P2P-5P	82	-61,5		5,8	-0,72
Závěsy 21	P2P-6L	97	-51,0		4,2	-0,85
	P2P-6P	82	-56,5		1,5	-0,71
Závěsy 22	P2L-6L	97	-48,0		2	-0,84
	P2L-6P	82	-86,0		1,4	-1,10
Závěsy 23	P3L-6L	82	-51,5		3,2	-0,63
	P3L-6P	97	-45,0		-1,5	-0,85
Závěsy 24	P3P-6L	82	-51,5		9,1	-0,55
	P3P-6P	97	-47,5		1,5	-0,84
Závěsy 25	P3P-7L	82	-48,5		8,7	-0,52
	P3P-7P	97	-41,0		-3,2	-0,80
Závěsy 26	P3L-7L	82	-43,0		2	-0,53
	P3L-7P	97	-37,5		-4	-0,75
Závěsy 27	P2L-7L	97	-35,5		3	-0,59
	P2L-7P	82	-42,5		4,5	-0,49
Závěsy 28	P2P-7L	97	-35,0		2,3	-0,59
	P2P-7P	82	-43,5		5,5	-0,49



## 5.7.4 Montážní zatížení

### 5.7.4.1 Betonáž desky mostovky

Betonáž desky mostovky byla provedena ve dvou fázích z důvodu smrštění betonu. Objemová tíha mokrého betonu byla uvažována dle ČSN EN 1991-1-1  $26 \text{ kN/m}^3$ . Zatížení betonáží je do modelu zadáno jako spojitě rovnoměrné zatížení přepočítané na jednotlivé příčnický.



Obr. 111 Schéma betonáže [4]

Tab. 53 Betonáž – fáze 1

Betonáž fáze 1			
Zatěžovací šířka	Tloušťka desky	Objemová hmotnost mokrého betonu	Rovnoměrné zatížení příčnicku
[m]	[m]	[ $\text{kN/m}^3$ ]	[ $\text{kN/m}$ ]
3,5	0,22	26	20,0
3,25			18,6
3			17,2
1,5			8,6

Tab. 54 Betonáž – fáze 2

Betonáž fáze 2			
Zatěžovací šířka	Tloušťka desky	Objemová hmotnost mokrého betonu	Rovnoměrné zatížení příčnicku
[m]	[m]	[ $\text{kN/m}^3$ ]	[ $\text{kN/m}$ ]
3	0,22	26	17,2
2,775			15,9
2,035			11,6
1,5			8,6

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Ve druhé fázi betonáže jsou navíc dobetonovány koncové příčnky. Z modelu byla stanovena celková hmotnost dobetonávky koncového příčnku, která byla rovnoměrně přepočítána na rovnoměrné zatížení koncového příčnku.

$$m_{\text{dobeton.}} = 9,15 \text{ t}$$
$$l_{\text{příčnik}} = 13,45 \text{ m}$$
$$g = \frac{9,15 \cdot 9,81}{13,45} = 6,8 \text{ kN/m}$$

Celkové zatížení připadající na koncový příčnik:

$$g = 6,8 + 11,6 = 18,4 \text{ kN/m}$$

### 5.7.4.2 Staveništní zatížení

Během betonáže desky bylo v modelu uváženo staveništní zatížení o velikosti 0,75 kN/m<sup>2</sup> dle ČSN EN 1991-1-6. Zatížení představuje zatížení bedněním při betonáži. Plošné zatížení je přepočítáno na rovnoměrné spojité zatížení jednotlivých příčníků dle své zatěžovací šířky. V modelu je tento zatěžovací stav nazván jako „Staveništní zatížení“.

Tab. 55 Staveništní zatížení

Staveništní zatížení		
Zatěžovací šířka	Plošné zatížení	Rovnoměrné zatížení příčnku
[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]
3,5	0,75	2,6
3,25		2,4
3		2,3
2,775		2,1
2,035		1,5

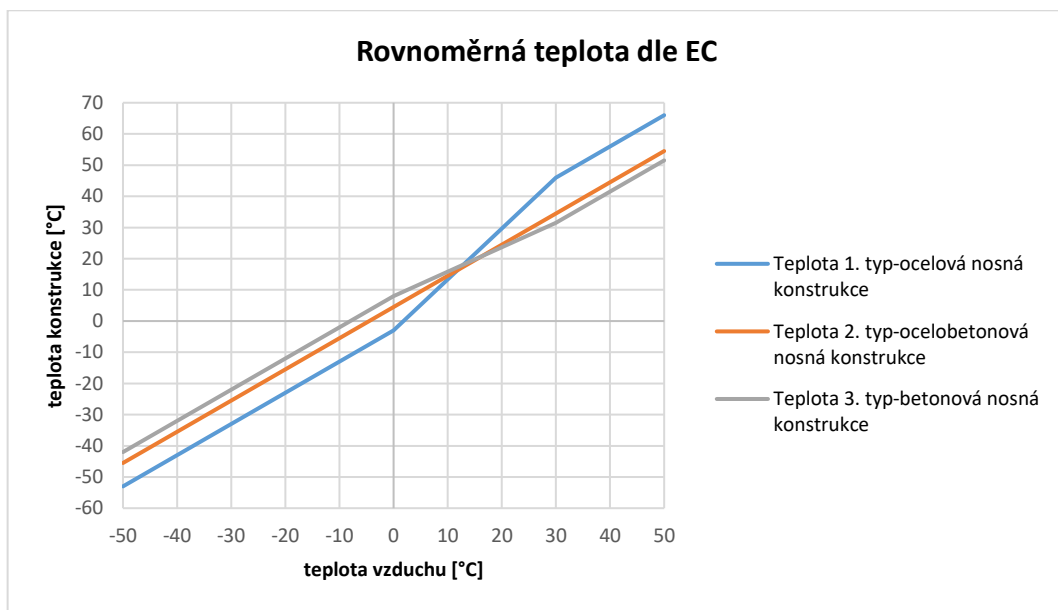
### 5.7.5 Teplota

Chování zavěšené konstrukce je výrazným způsobem ovlivňováno teplotními účinky. Základní rovnoměrné zatížení teplotou bylo doplněno i o další teplotní zatížení, které vycházelo z teplotního monitoringu. Jednotlivé teplotní účinky byly analyzovány samostatně a byly rozděleny do následujících skupin:

- rovnoměrná teplota
- nerovnoměrné ohřátí pylonů
- rovnoměrné ohřátí závěsů
- nerovnoměrné ohřátí pásnic hlavních nosníků.

#### 5.7.5.1 Rovnoměrná teplota

Rovnoměrné zatížení teplotou zachycuje odezvu konstrukce za různých klimatických podmínek během celého roku. Pro stanovení teplotního zatížení jednotlivých částí konstrukce byl použit podklad z normy ČSN EN 1991-1-5, ve které se nachází graf závislosti teploty vzduchu ve stínu a teploty konstrukce. Graf je určen pro hodnoty teplot nižších než 0 °C a vyšších než 30 °C. Mezi hodnotami 0 °C až 30 °C byl graf doplněn lineárním propojením. Cílem bylo stanovit zatížení rovnoměrnou teplotou, které by svým rozsahem popsalo celou škálu reálných teplot.



Obr. 112 Rovnoměrná teplota dle EC

Zatížení rovnoměrnou složkou teploty bylo uvaženo následujícím způsobem. Nejprve byla stanovena montážní teplota  $T_0$ . Vzhledem k tomu, že přesnou hodnotu nelze stanovit, bylo přistoupeno z části k odbornému konzervativnímu předpokladu, který byl validován se znalostí teploty závěsů při montáži. Při montáži dochází k výrazné změně

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

statického systému celé konstrukce a lze tento stav považovat jako výchozí. Velikost výchozí montážní teploty vzduchu ve stínu  $T_0$  byla zvolena  $15\text{ °C}$ . Z této hodnoty byla dopočítána teplota jednotlivých částí konstrukce. Z toho vyplývá, že ocelové prvky jsou ohřáty na  $21,5\text{ °C}$  při výchozí montážní teplotě. Tato hodnota se velmi dobře shoduje s teplotou závěsů během montáže, která se průměrně pohybovala okolo  $23\text{ °C}$ .

Při znalosti výchozího stavu byl dále zvolen interval přírůstku teploty a hraniční hodnoty. Pro ochlazení byla stanovena maximální možná dosažitelná hodnota v našich podmínkách  $-25\text{ °C}$  ve stínu. Pro oteplení byla zvolena maximální dosažitelná hodnota v našich podmínkách  $45\text{ °C}$  ve stínu. Následně byl tento interval rozdělen po  $10\text{ °C}$ . Bylo tedy vytvořeno 8 zatěžovacích stavů. Pro jednotlivé teploty ve stínu byly dle grafu na Obr. 112 odečteny velikosti teplot jednotlivých částí konstrukce.

Tab. 56 Teplota vzduchu ve stínu s odpovídající teplotou části konstrukce – rovnoměrná teplota

	Teplota vzduchu ve stínu							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C	25°C	35°C	45°C
Teplota ocelové části konstrukce [°C]	-28	-18	-8	5,2	21,5	37,8	51	61
Teplota ocelobetonové části konstrukce [°C]	-20,5	-10,5	-0,5	9,5	19,5	29,5	39,5	49,5
Teplota betonových částí konstrukce [°C]	-17	-7	3	11,9	19,7	27,6	36,5	46,5

Následně byly hodnoty teplot vztaženy k výchozí teplotě  $15\text{ °C}$ , od které byly stanoveny přírůstky teplot. V modelu bylo zadáno zatížení teplotou dle Tab. 57. Jednotlivé části konstrukce byly zatíženy různou teplotou. Hlavním nosníkům a závěsům byla přidělena teplota odpovídající ocelové části konstrukce. Příčnický s betonovou deskou a pylony jsou spřažené, a proto byly zatíženy teplotou odpovídající ocelobetonové části konstrukce. Koncová táhla byla zatížena také teplotou ocelobetonové části. Táhla jsou skryta pod konstrukcí mezi betonovými prvky, proto je jejich teplota nižší. Spodní stavba byla zatížena teplotou odpovídající pro betonové prvky. Zatížena byla pouze část spodní stavby nacházející se nad úroveň terénu.

Tab. 57 Přehled zatěžovacích stavů – rovnoměrná teplota

	Zatěžovací stav							
	Teplota vzduchu ve stínu							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C	25°C	35°C	45°C
Teplota ocelové části konstrukce [°C]	-49,5	-39,5	-29,5	-16,3	0	16,3	29,5	39,5
Teplota ocelobetonové části konstrukce [°C]	-40	-30	-20	-10	0	10	20	30
Teplota betonových částí konstrukce [°C]	-36,7	-26,7	-16,7	-7,8	0	7,9	16,8	26,8

### 5.7.5.2 Nerovnoměrné ohřátí pylonů

Na základě dlouhodobého monitoringu bylo zjištěno, že dochází k příčným deformacím pylonů. Jedna z možných příčin může být nerovnoměrné ohřátí bočních stran pylonů. Most je orientován na sever, tudíž v ranních hodinách dochází k ohřívání pravé strany pylonů. Odpoledne svítí slunce z levé strany a výrazným způsobem ohřívá levou část pylonů.

Do programu je možné zadat pouze gradienty teplot v požadovaném směru, proto byla požadovaná teplota na povrchu přepočítána vzhledem k šířce pylonu. Celkem bylo zadáno 6 zatěžovacích stavů.

Tab. 58 Přehled zatěžovacích stavů - nerovnoměrné ohřátí pylonů

Zatěžovací stav	Rozdílná teplota	Šířka pylonu	Gradient teploty
	[°C]	[m]	[°C/m]
Pylon LL 5°C	5	1,0	5,00
Pylon LL 7,5°C	7,5	1,0	7,50
Pylon LL 10°C	10	1,0	10,00
Pylon PP 5°C	5	1,0	5,00
Pylon PP 7,5°C	7,5	1,0	7,50
Pylon PP 10°C	10	1,0	10,00

### 5.7.5.3 Rovnoměrné ohřátí závěsů

Jedním z dalších teplotních účinků bylo v modelu uváženo rozdílné ohřátí závěsů a zbytku konstrukce. Tento zatěžovací stav vychází z předpokladu, že se subtilní ocelové závěsy mohou rychleji prohřát než konstrukce. Tento stav může nastat například při podzimmím počasí, kdy v ranních hodinách jsou závěsy osluněny a ohřejí se rychleji než chladná konstrukce. Na všechny závěsy byla aplikována rovnoměrná teplota. Celkem byly zadány 4 zatěžovací stavy.

Tab. 59 Přehled zatěžovacích stavů - rovnoměrné ohřátí závěsů

Zatěžovací stav	Ohřátí závěsů
	[°C]
Závěsy 2°C	2
Závěsy 4°C	4
Závěsy 6°C	6
Závěsy 8°C	8

### 5.7.5.4 Nerovnoměrné ohřátí horní pásnice hlavních nosníků

Na základě teplotního monitoringu bylo doplněno nerovnoměrné ohřátí horních pásnic hlavních nosníků. Do programu je možné zadat pouze gradient teploty v požadovaném směru, proto byla požadovaná teplota na povrchu horní pásnice přepočítána vzhledem k velikosti nosníku. Celkem byly zadány 3 zatěžovací stavy.

Tab. 60 Přehled zatěžovacích stavů – nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků

Zatěžovací stav	Rozdílná teplota	Výška nosníku	Gradient teploty
	[°C]	[mm]	[°C/m]
HN 5°C	5	1,48	3,38
HN 7,5°C	7,5	1,48	5,07
HN 10°C	10	1,48	6,76

### 5.7.6 Sedání konstrukce

Výchozím podkladem pro vytvoření zatěžovacích stavů od sedání konstrukce byl dlouhodobý monitoring konstrukce uvedený v kapitole 3.3. Sedání spodní stavby lze v současnosti považovat za ukončené. Při sedání bylo dosaženo těchto hodnot:

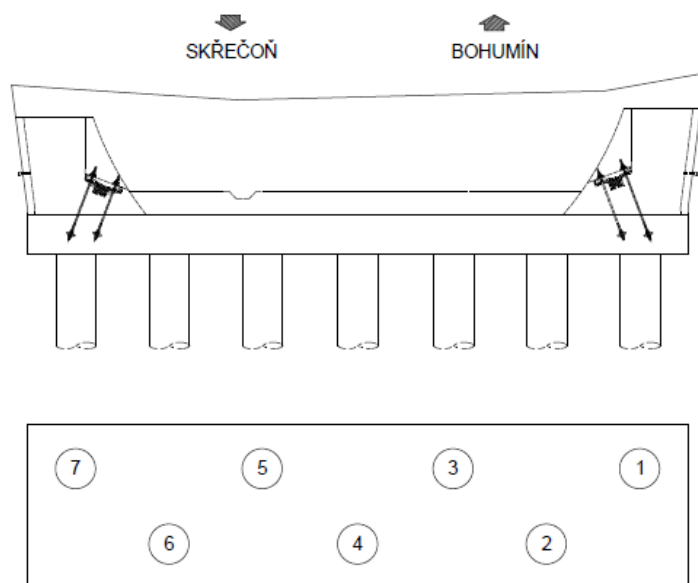
- sedání opěry 1: vlevo 9 mm, vpravo 12 mm (rozdíl vlevo a vpravo 3 mm)
- sedání opěry 4: vlevo 13 mm, vpravo 15 mm (rozdíl vlevo a vpravo 2 mm)
- sedání pilíře 2: vlevo 2 mm, vpravo 7 mm (rozdíl vlevo a vpravo 5 mm)
- sedání pilíře 3: vlevo 3 mm, vpravo 8 mm (rozdíl vlevo a vpravo 5 mm). [25]

Pro skutečné sedání konstrukce byl vytvořen model TDA, kde dochází k postupným nárůstům sedání v čase.

Sedání bylo dále analyzováno samostatně pro každou podporu. Vzhledem k hodnotám z monitoringu byly opěry OP1 a OP4 zatíženy rovnoměrným i nerovnoměrným sedáním. Pro podpěry P2 a P3 převažuje nerovnoměrná složka sedání. Rovnoměrné sedání nebylo uvažováno. Označení pilot jednotlivých podpor se nachází na uvedených schématech.

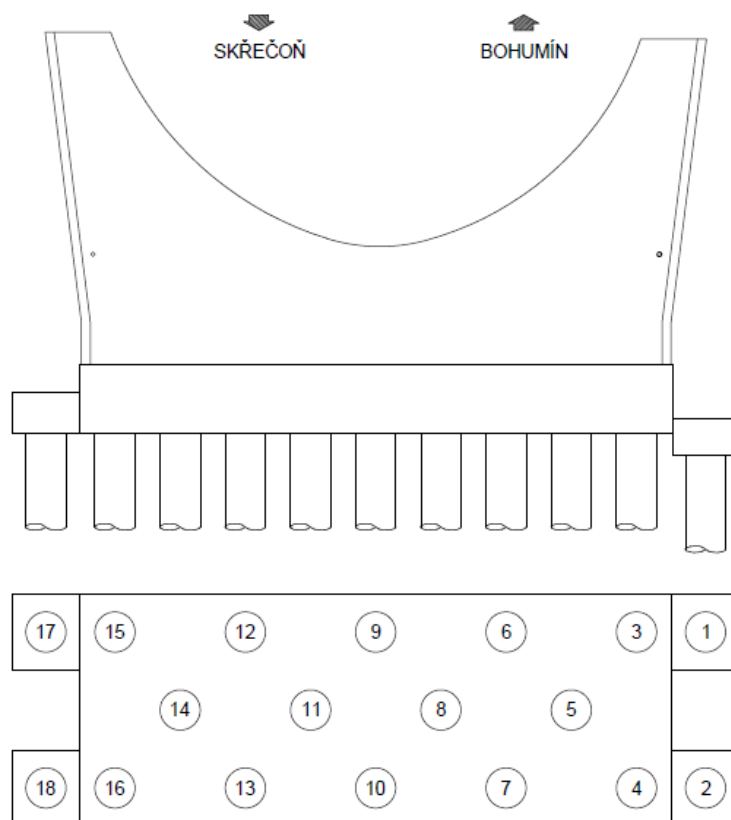
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

OPĚRA OP1-SCHÉMA OZNAČENÍ PILOT



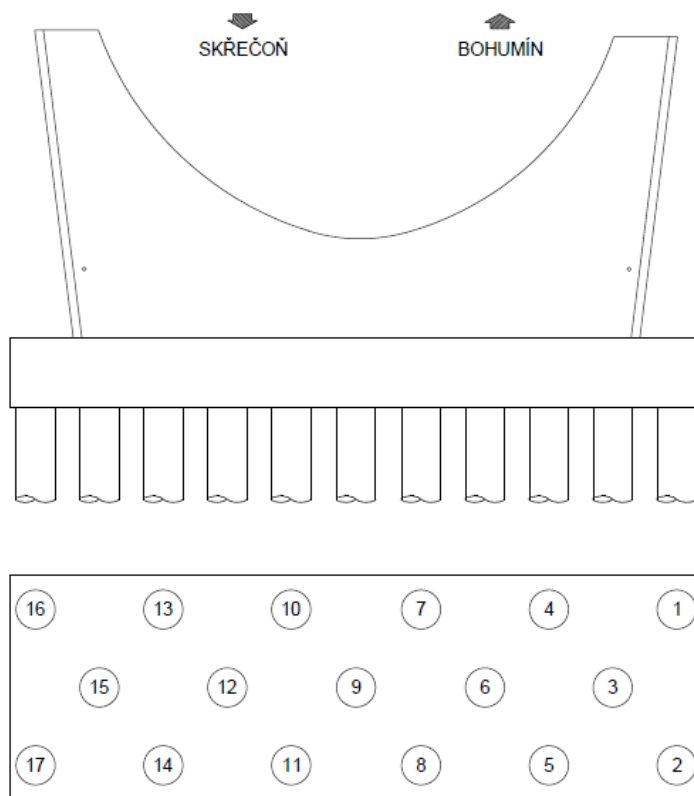
Obr. 113 Schéma opěry OP1 – označení pilot

PODPĚRA P2-SCHÉMA OZNAČENÍ PILOT



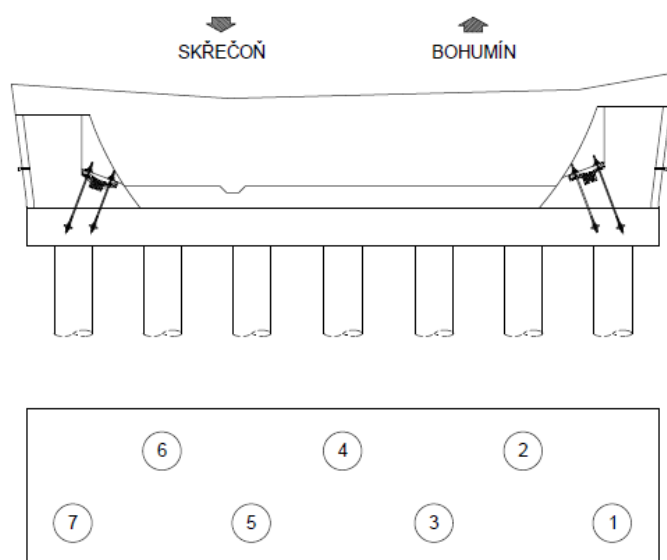
Obr. 114 Schéma podpěra P2 – označení pilot

PODPĚRA P3-SCHÉMA OZNAČENÍ PILOT



Obr. 115 Schéma podpěra P3 – označení pilot

OPĚRA OP4-SCHÉMA OZNAČENÍ PILOT



Obr. 116 Schéma podpěra OP4 – označení pilot



## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

### 5.7.6.1 Skutečné sedání

Skutečné sedání konstrukce bylo simulováno pomocí numerického modelu TDA, kde je přírůstek sedání přidán vždy po určité době. Pro časovou analýzu bylo vytvořeno celkem 5 fází popisujících postupný vývoj sedání. První fáze je zadána v době betonáže desky, kde je dominantní zatížení vlastní tíhou. Druhá fáze odpovídá časovému horizontu otevření mostu. Následné fáze odpovídají provedenému měření do ustálení sedání (cca etapa 12 až 14). Hodnoty sedání byly uvažovány dle skutečné polohy bodů na konstrukci spodní stavby. Na základě znalostí sedání těchto bodů byly dopočítány velikosti posunů pro jednotlivé piloty.

Tab. 61 Tabulka sedání pro výpočetní model TDA

Označení podpory	Poloha	Doba vnesení fáze sedání					Celkové sedání [mm]
		Betonáž desky (etapa 5 až 7)	Dokončení konstrukce (etapa 8 až 9)	183 dní od dokončení (etapa 10)	1280 dní od dokončení (etapa 11)	1650 dní od dokončení (etapa 12 až 14)	
		Fáze 1 [mm]	Fáze 2 [mm]	Fáze 3 [mm]	Fáze 4 [mm]	Fáze 5 [mm]	
Podpěra P2	P2-1L	-2	0	0	0	0	-2
	P2-1P	-2	-3	0	0	-2	-7
Podpěra P3	P3-1L	-1	-1	-1	0	0	-3
	P3-1P	-1	-4	-2	0	-1	-8
Opěra OP1	O1-1L	-2	-2	-2	-3	0	-9
	O1-1P	-3	-2	-3	-3	-1	-12
Opěra OP4	O4-1L	-3	-2	-2	-4	-2	-13
	O4-1P	-3	-3	-3	-6	0	-15

Zatížení jednotlivými fázemi u opěry OP1 bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 113.

Tab. 62 Sedání opěry OP1 – výpočetní model TDA

Opěra OP1					
Pilota č.	Sedání [mm]				
	Fáze 1	Fáze 2	Fáze 3	Fáze 4	Fáze 5
1	-2,9	-2	-2,9	-3	-0,9
2	-2,8	-2	-2,8	-3	-0,8
3	-2,6	-2	-2,6	-3	-0,6
4	-2,5	-2	-2,5	-3	-0,5
5	-2,4	-2	-2,4	-3	-0,4
6	-2,2	-2	-2,2	-3	-0,2
7	-2,1	-2	-2,1	-3	-0,1

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Zatížení opěry OP4 bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 116

Tab. 63 Sedání opěry OP4 – výpočetní model TDA

Opěra OP4					
Pilota č.	Sedání [mm]				
	Fáze 1	Fáze 2	Fáze 3	Fáze 4	Fáze 5
1	-3	-2,9	-2,9	-5,8	-1,8
2	-3	-2,8	-2,8	-5,6	-1,6
3	-3	-2,6	-2,6	-5,3	-1,3
4	-3	-2,5	-2,5	-5	-1
5	-3	-2,4	-2,4	-4,7	-0,7
6	-3	-2,2	-2,2	-4,4	-0,4
7	-3	-2,1	-2,1	-4,2	-0,2

Zatížení pilíře P2 bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 114.

Tab. 64 Sedání podpěry P2 – výpočetní model TDA

Podpěra P2					
Pilota č.	Sedání [mm]				
	Fáze 1	Fáze 2	Fáze 3	Fáze 4	Fáze 5
1	-2	-3,3	0	0	-2,2
2	-2	-3,3	0	0	-2,2
3	-2	-2,9	0	0	-1,9
4	-2	-2,9	0	0	-1,9
5	-2	-2,5	0	0	-1,7
6	-2	-2,2	0	0	-1,5
7	-2	-2,2	0	0	-1,5
8	-2	-1,8	0	0	-1,2
9	-2	-1,5	0	0	-1
10	-2	-1,5	0	0	-1
11	-2	-1,2	0	0	-0,8
12	-2	-0,8	0	0	-0,5
13	-2	-0,8	0	0	-0,5
14	-2	-0,5	0	0	-0,3
15	-2	-0,1	0	0	-0,1
16	-2	-0,1	0	0	-0,1
17	-2	0,3	0	0	0,2
18	-2	0,3	0	0	0,2

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

---

Zatížení pilíře P3 bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 115.

Tab. 65 Sedání podpěry P3 – výpočetní model TDA

Podpěra P3					
Pilota č.	Sedání [mm]				
	Fáze 1	Fáze 2	Fáze 3	Fáze 4	Fáze 5
1	-1	-4,3	-2,1	0	-1,1
2	-1	-4,3	-2,1	0	-1,1
3	-1	-3,9	-2	0	-1
4	-1	-3,6	-1,9	0	-0,9
5	-1	-3,6	-1,9	0	0,9
6	-1	-3,2	-1,8	0	-0,7
7	-1	-2,9	-1,6	0	-0,6
8	-1	-2,9	-1,6	0	-0,6
9	-1	-2,5	-1,5	0	-0,5
10	-1	-2,1	-1,4	0	-0,4
11	-1	-2,1	-1,4	0	-0,4
12	-1	-1,8	-1,3	0	-0,3
13	-1	-1,4	-1,2	0	-0,2
14	-1	-1,4	-1,2	0	-0,2
15	-1	-1,1	-1	0	0
16	-1	-0,7	-0,9	0	0,1
17	-1	-0,7	-0,9	0	0,1

### 5.7.6.2 Rovnoměrné sedání opěry OP1 a OP4

U krajních opěr převládala rovnoměrná složka sedání. Při analýze se vycházelo ze zjištěné hodnoty sedání z monitoringu, která byla doplněna o hodnoty vyšší. Celkem byly vytvořeny 3 zatěžovací stavy pro každou opěru. Na základě zatěžovacích stavů byla sledována odezva konstrukce i při vyšších hodnotách rovnoměrného zatížení.

Opěra OP1 byla zatížena rovnoměrným sedáním 10 mm (monitoring), 15 mm a 20 mm. Zatížení bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 113..

Tab. 66 Rovnoměrné sedání opěry OP1

Rovnoměrné sedání opěry OP1			
Pilota č.	Velikost sedání [mm]		
	10	15	20
1	10	15	20
2	10	15	20
3	10	15	20
4	10	15	20
5	10	15	20
6	10	15	20
7	10	15	20

Opěra OP4 byla zatížena rovnoměrným sedáním 15 mm (monitoring), 20 mm a 25 mm. Zatížení bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 116.

Tab. 67 Rovnoměrné sedání opěry OP4

Rovnoměrné sedání opěry OP4			
Pilota č.	Velikost sedání [mm]		
	15	20	25
1	15	20	25
2	15	20	25
3	15	20	25
4	15	20	25
5	15	20	25
6	15	20	25
7	15	20	25

### 5.7.6.3 Nerovnoměrné sedání opěry OP1 a OP4

Na opěrách docházelo i k nerovnoměrnému sedání. Při analýze se vycházelo ze zjištěné hodnoty sedání z monitoringu. Následně byly zvoleny i vyšší hodnoty sedání. Celkem byly vytvořeny 3 zatěžovací stavy pro každou opěru. Na základě zatěžovacích stavů byla sledována odezva konstrukce i při vyšších hodnotách sedání.

Opěra OP1 byla zatížena nerovnoměrným sedáním 3 mm, 5 mm a 8 mm. Zatížení bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 113.

Tab. 68 Nerovnoměrné sedání opěry OP1

Nerovnoměrné sedání opěry OP1			
Pilota č.	Velikost sedání [mm]		
	3	5	8
1	3	5	8
2	2,5	4,2	6,7
3	2	3,4	5,4
4	1,5	2,5	4
5	1	1,7	2,7
6	0,5	0,8	1,3
7	0	0	0

Opěra OP4 byla zatížena nerovnoměrným sedáním 3 mm (monitoring), 5 mm a 8 mm. Zatížení bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 116

Tab. 69 Nerovnoměrné sedání opěry OP4

Nerovnoměrné sedání opěry OP4			
Pilota č.	Velikost sedání [mm]		
	3	5	8
1	3	5	8
2	2,5	4,2	6,7
3	2	3,4	5,4
4	1,5	2,5	4
5	1	1,7	2,7
6	0,5	0,8	1,3
7	0	0	0

### 5.7.6.4 Nerovnoměrné sedání podpěry P2 a P3

Podpěry P2 a P3 byly primárně zatíženy účinkem nerovnoměrného sedání. Při analýze se vycházelo ze zjištěné hodnoty sedání z monitoringu. Následně byly zvoleny i vyšší hodnoty sedání. Celkem byly vytvořeny 3 zatěžovací stavy pro každou podpěru. Na základě zatěžovacích stavů byla sledována odezva konstrukce i při vyšších hodnotách sedání.

Podpěra P2 byla zatížena nerovnoměrným sedáním 5 mm (monitoring), 7 mm a 10 mm. Zatížení bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 114.

Tab. 70 Nerovnoměrné sedání podpěry P2

Nerovnoměrné sedání podpěry P2			
Pilota č.	Velikost sedání [mm]		
	5	7	10
1	5	7	10
2	5	7	10
3	4,8	6,3	9
4	4,8	6,3	9
5	4	5,6	8
6	3,5	4,9	7
7	3,5	4,9	7
8	3	4,2	6
9	2,5	3,5	5
10	2,5	3,5	5
11	2	2,8	4
12	1,5	2,1	3
13	1,5	2,1	3
14	1	1,4	2
15	0,5	0,7	1
16	0,5	0,7	1
17	0	0	0
18	0	0	0

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

---

Podpěra P3 byla zatížena nerovnoměrným sedáním 5 mm (monitoring), 7 mm a 10 mm. Zatížení bylo aplikováno jako svislý posun pilot dle schématu na Obr. 115.

Tab. 71 Nerovnoměrné sedání podpěry P3

Nerovnoměrné sedání podpěry P3			
Pilota č.	Velikost sedání [mm]		
	5	7	10
1	5	7	10
2	5	7	10
3	4,5	6,3	9
4	4	5,6	8
5	4	5,6	8
6	3,5	4,9	7
7	3	4,2	6
8	3	4,2	6
9	2,5	3,5	5
10	2	2,8	4
11	2	2,8	4
12	1,5	2,1	3
13	1	1,4	2
14	1	1,4	2
15	0,5	0,7	1
16	0	0	0
17	0	0	0

### 5.7.7 Smrštění a dotvarování

Smrštění a dotvarování konstrukce bylo uvažováno dle ČSN EN 1992-1-1. Podkladem pro stanovení účinků smrštění a dotvarování byly pouze grafy smrštění a dotvarování ve statickém výpočtu („Statický výpočet ve stupni ZVS“) bez vstupních parametrů. Vstupní parametry byly postupně voleny tak, aby si výsledné hodnoty maximálně odpovídaly.

Tab. 72 Vstupní parametry pro výpočet smrštění a dotvarování

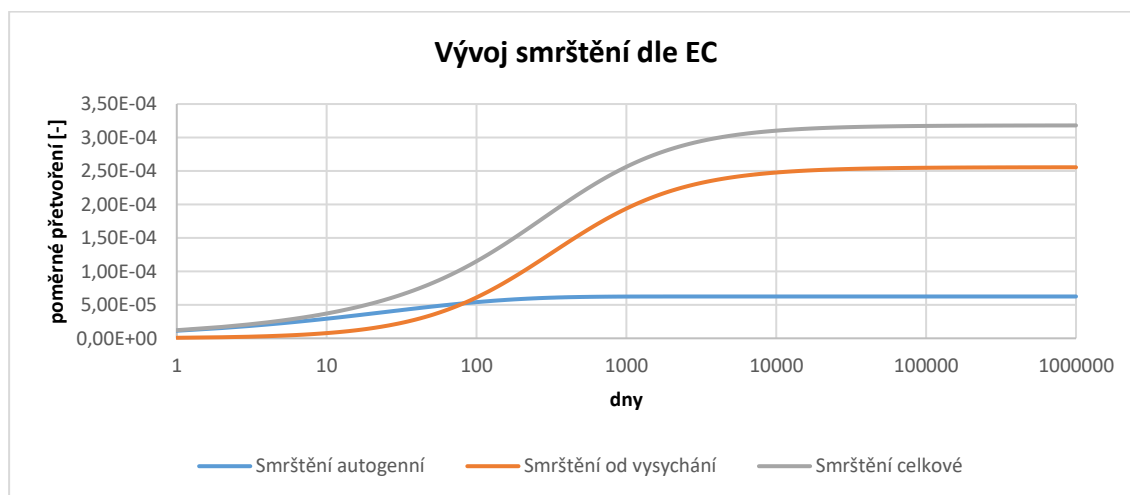
Použité vstupní parametry pro výpočet smrštění a dotvarování		
Beton	C35/45	
Třída cementu	R	
Relativní vlhkost	80%	
Začátek smrštění	0	dny
Náhradní rozměr prvku $h_0$	398	mm
Doba vnesení zatížení	7	dny

Náhradní rozměr prvku  $h_0$  byl stanoven na základě plochy průřezu a obvodu prvku vystavenému okolnímu prostředí. Pro obvod prvku vystavený okolnímu prostředí byla uvažována pouze dolní část průřezu desky.

$$A_c = 2688000 \text{ mm}^2$$

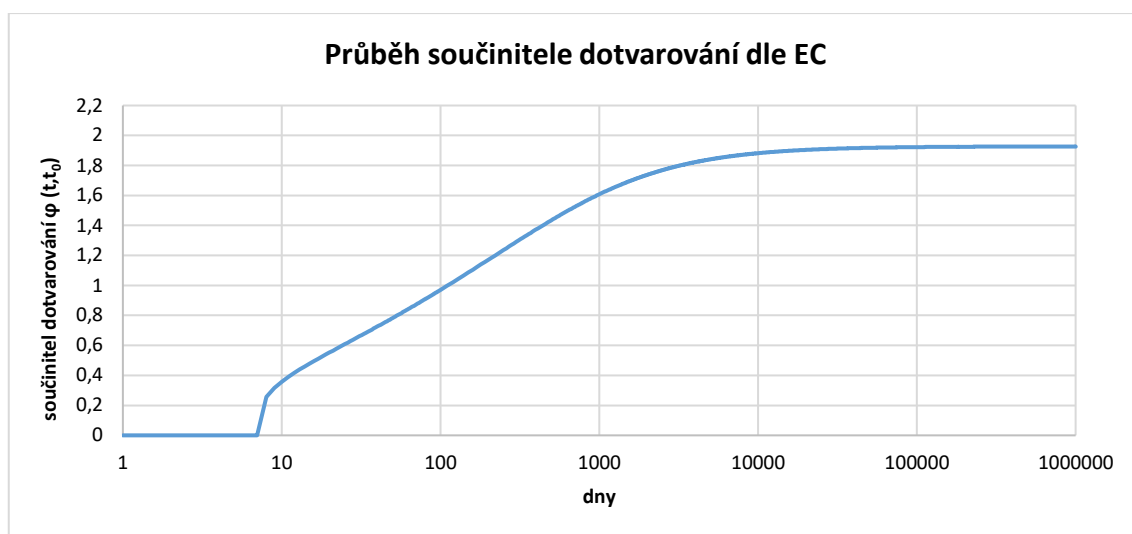
$$u = 13475 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 398 \text{ mm}$$



Obr. 117 Průběh smrštění dle EC



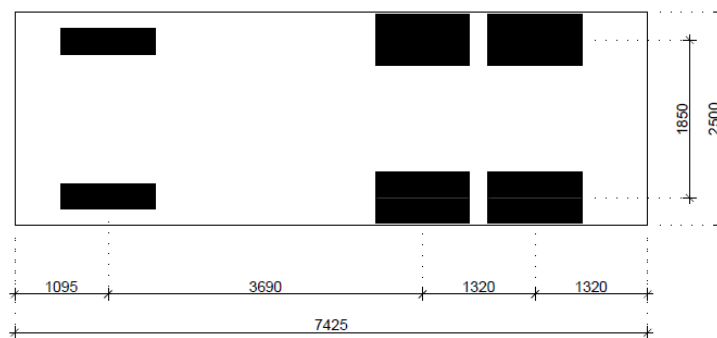


Obr. 118 Průběh součinitele dotvarování dle EC

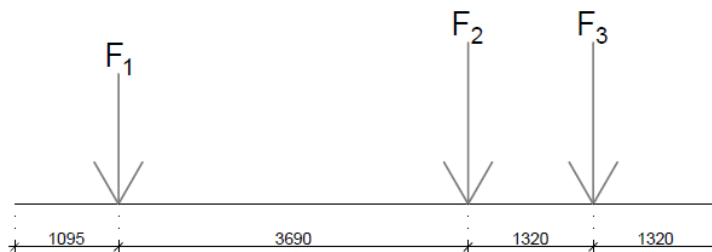
### 5.7.8 Zatížení vozidly při statické zatěžovací zkoušce provedené po dokončení mostu

Při zatěžovací zkoušce po dokončení mostu provedené firmou INSET byly použity třínápravová nákladní vozidla Tatra 815. Schéma vozidla se nachází na Obr. 119. V zatěžovacím stavu ZS1 bylo na most umístěno 6 vozidel, v zatěžovacím stavu ZS2 3 vozidla. Pro výpočet byly uvažovány přesné hmotnosti na jednotlivé nápravy uvedené ve zprávě o statické zatěžovací zkoušce. [6]

Ve výpočetním modelu je možné definovat celé vozidlo s odpovídajícími rozměry a zatížením náprav. Pro výpočet bylo zatížení jednotlivých náprav zadáno jako dvojice bodových sil v osové vzdálenosti 1850 mm (viz Obr. 120). Hodnoty zatížení jsou uvedeny v Tab. 73. Následně byly vytvořeny zatěžovací stavy, které byly zadány typem zatížení „multi-step static“. Tento druh zatížení umístí vozidla na konstrukci ve zvolené diskretizaci. Zatížení vychází z definování zatěžovací linie (pruhu), po které se vozidlo pohybuje. V modelu byly tyto linie zadány po celé délce mostu. Dále jsou do zatěžovací linie umístěna příslušná vozidla, jejichž pozice odpovídá schémátům zatěžovací zkoušky. Pro zatěžovací stav ZS1 byly definovány celkem 3 zatěžovací linie. Pro zatěžovací stav ZS2 nebyla příčná poloha vozidel zakótována, proto bylo uvažováno se stejnou polohou jako v zatěžovacím stavu ZS1.



Obr. 119 SZZ Schéma nákladního vozidla Tatra 815



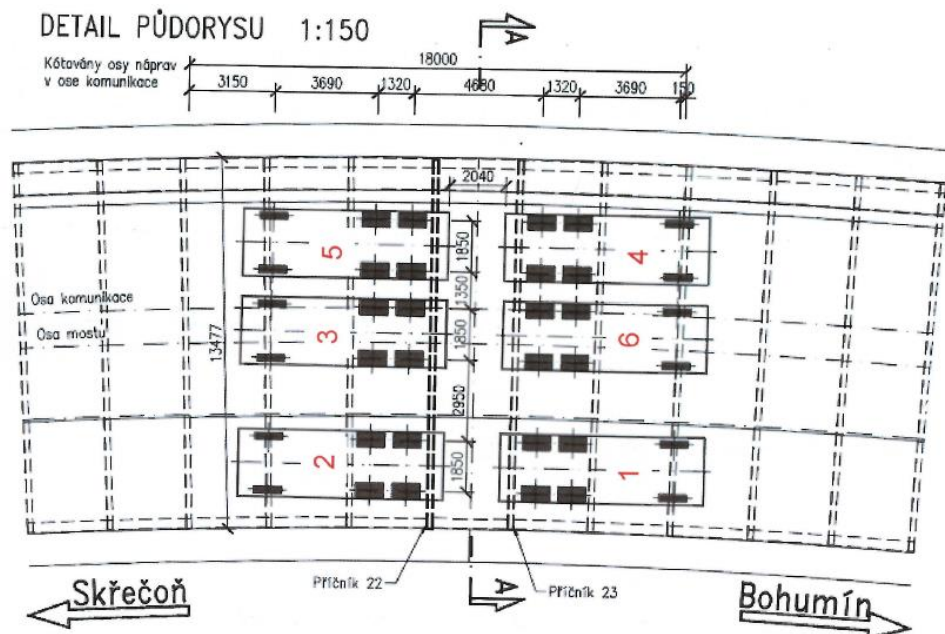
Obr. 120 Schéma zatížení nákladním vozidlem Tatra 815 v modelu

# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

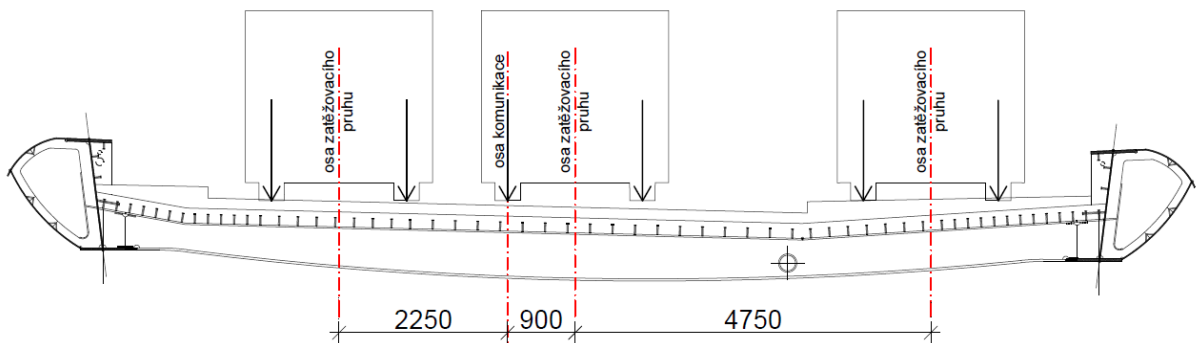
Tab. 73 Přehled zatížení nákladních vozidel [6]

Označení zatěžovacího vozidla	Typ	SPZ	Celková hmotnost	Přední náprava hmotnost	Zadní náprava1 hmotnost	Zadní náprava2 hmotnost	Zatížení přední náprava F <sub>1</sub>	Zatížení zadní náprava F <sub>2</sub>	Zatížení zadní náprava F <sub>3</sub>
			[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kN]	[kN]	[kN]
č.1	T815	FMA 9925	24 140	6440	8760	8940	64,4	87,6	89,4
č.2	T815	KIA 7996	24120	6460	8820	8840	64,6	88,2	88,4
č.3	T815	BSD 3662	24440	6440	9060	8940	64,4	90,6	89,4
č.4	T815	OVV 1028	24180	6080	8840	9260	60,8	88,4	92,6
č.5	T815	OSC 2575	24500	6380	8800	9320	63,8	88	93,2
č.6	T815	OVV 9095	24360	5840	9060	9460	58,4	90,6	94,6

## 5.7.8.1 Schéma zatěžovacího stavu ZS1

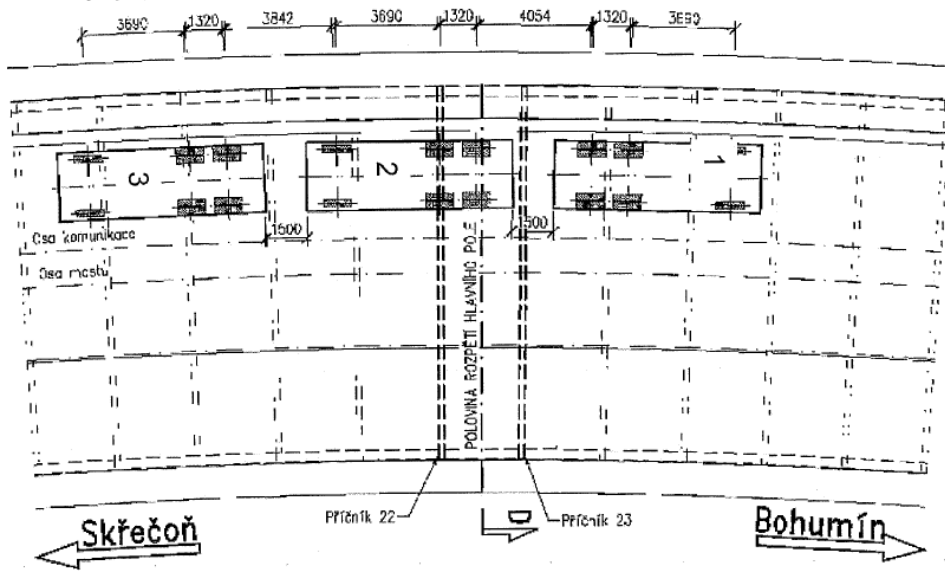


Obr. 121 Schéma zatěžovacího stavu ZS1- půdorys [6]

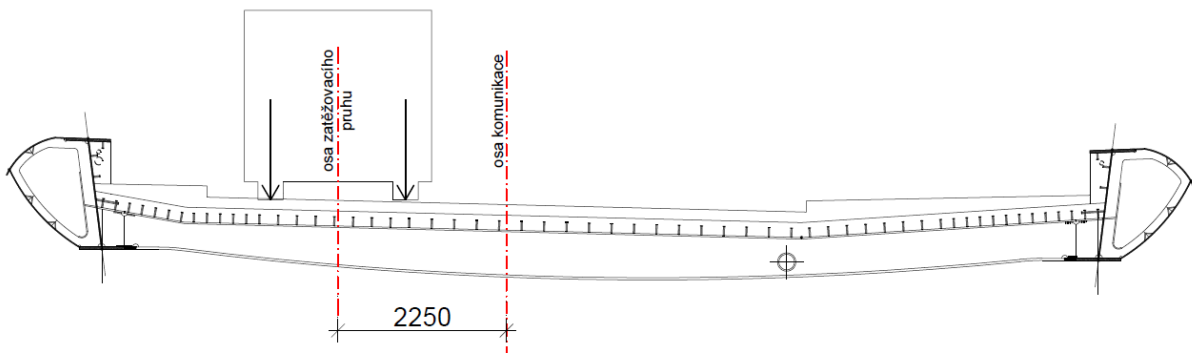


Obr. 122 Umístění vozidel v příčném směru zatěžovací stav ZS1

## 5.7.8.2 Schéma zatěžovacího stavu ZS2



Obr. 123 Schéma zatěžovacího stavu ZS2-půdorys [6]

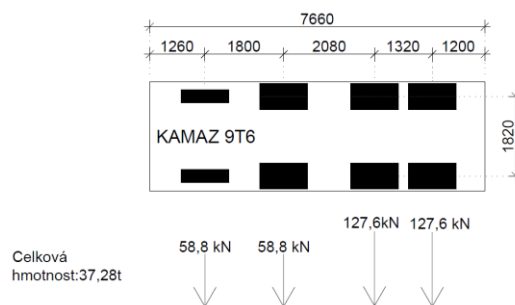


Obr. 124 Umístění vozidel v příčném směru zatěžovací stav ZS2

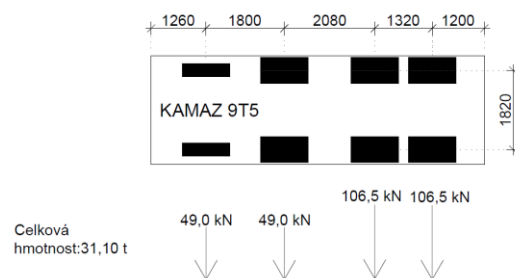
### 5.7.9 Zatížení vozidly při statické zatěžovací zkoušce provedené během experimentu

Při zatěžovací zkoušce provedené během experimentu byla použita 3 čtyřnápravová nákladní vozidla, 1 třinápravové nákladní vozidlo a 4nápravový jeřáb. Schéma vozidel se nachází na Obr. 125 až Obr. 129. V zatěžovacím stavu ZS1 a ZS6 byla na most umístěna 4 vozidla. V dalších zatěžovacích stavech bylo použito všech 5 vozidel. Pro výpočet byly uvažovány přesné hmotnosti jednotlivých náprav stanovené z vážních listů.

Ve výpočtním modelu je možné zadat celé vozidlo s odpovídajícími rozměry a zatížením. Pro výpočet bylo zatížení jednotlivých náprav zadáno jako dvojice bodových sil v osové vzdálenosti 1820 mm pro nákladní vozidla a 2100 mm pro jeřáb. Vzdálenost a zatížení jednotlivých náprav je uvedeno na Obr. 125 až Obr. 129. Následně bylo možné vytvořit zatěžovací stavy. Pro vytvoření zatěžovacích stavů byl použit typ zatížení „multi-step static“. Tento druh zatížení umístí vozidla na konstrukci ve zvolené diskretizaci. Zatížení vychází z definování zatěžovací linie (pruhy), po které se vozidlo pohybuje. V modelu byly tyto linie zadány po celé délce mostu. Dále jsou do zatěžovací linie umístěna příslušná vozidla, jejichž pozice odpovídá schématům zatěžovací zkoušky. Pro všechny zatěžovací stavy byly vytvořeny 3 zatěžovací linie (pruhy). Poloha v příčném směru byla shodná pro všechny zatěžovací stavy, proto byly vytvořeny pouze 3 linie (pruhy) (viz. Obr. 130). Poloha vozidel byla zvolena symetricky vůči ose nosné konstrukce.

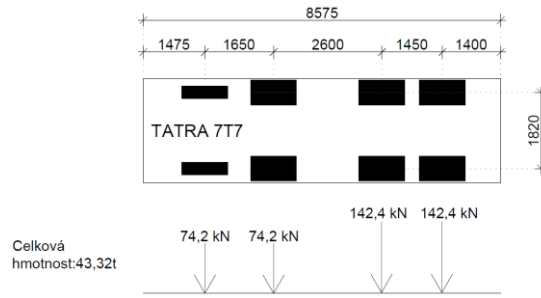


Obr. 125 Schéma nákladního vozidla Kamaz 9T6

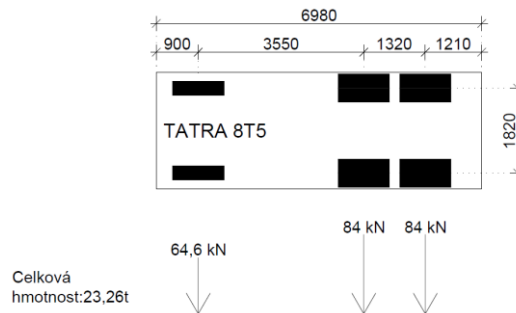


Obr. 126 Schéma nákladního vozidla Kamaz 9T5

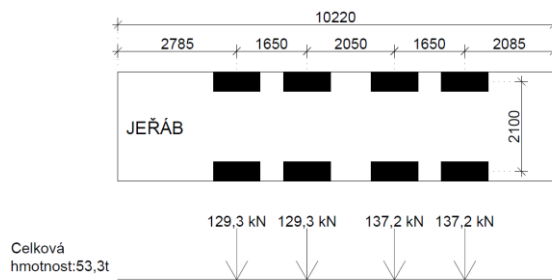
# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



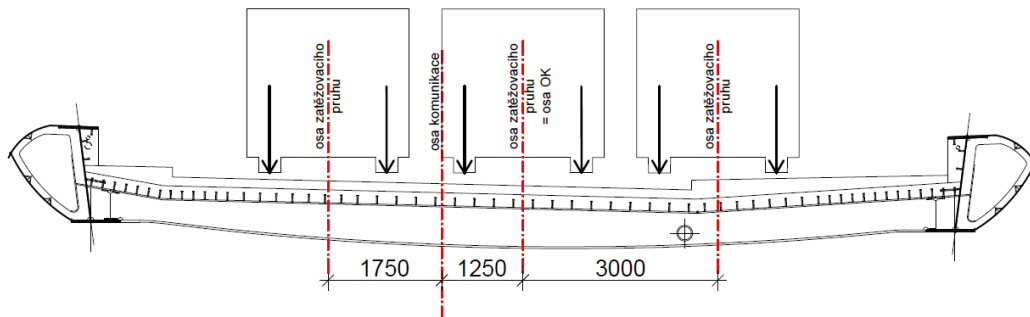
Obr. 127 Schéma nákladního vozidla Tatra 7T7



Obr. 128 Schéma nákladního vozidla Tatra 8T5



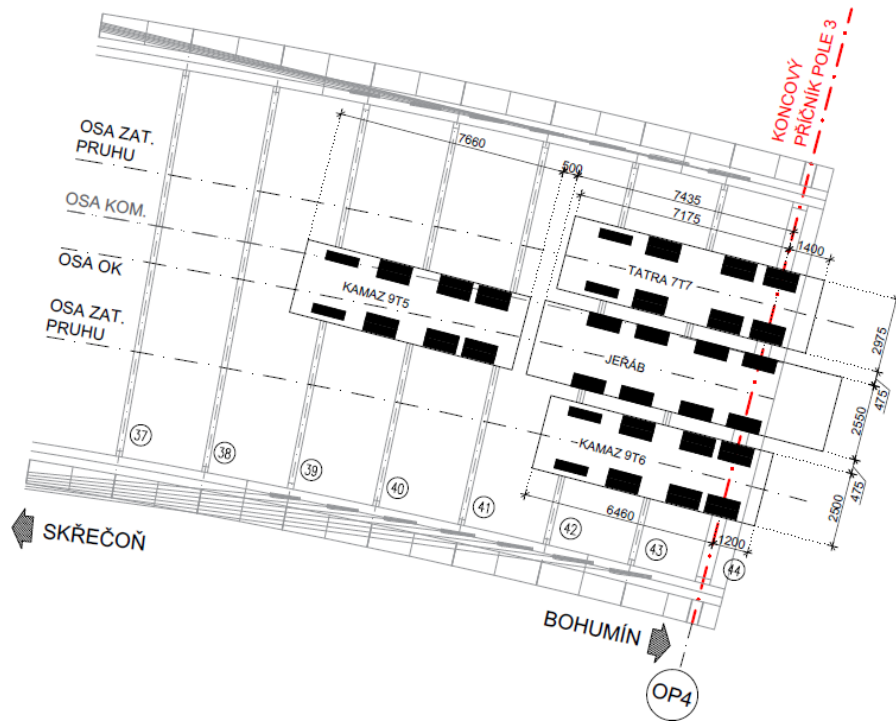
Obr. 129 Schéma jeřábu



Obr. 130 SZZ provedená během experimentu – umístění vozidel v příčném směru

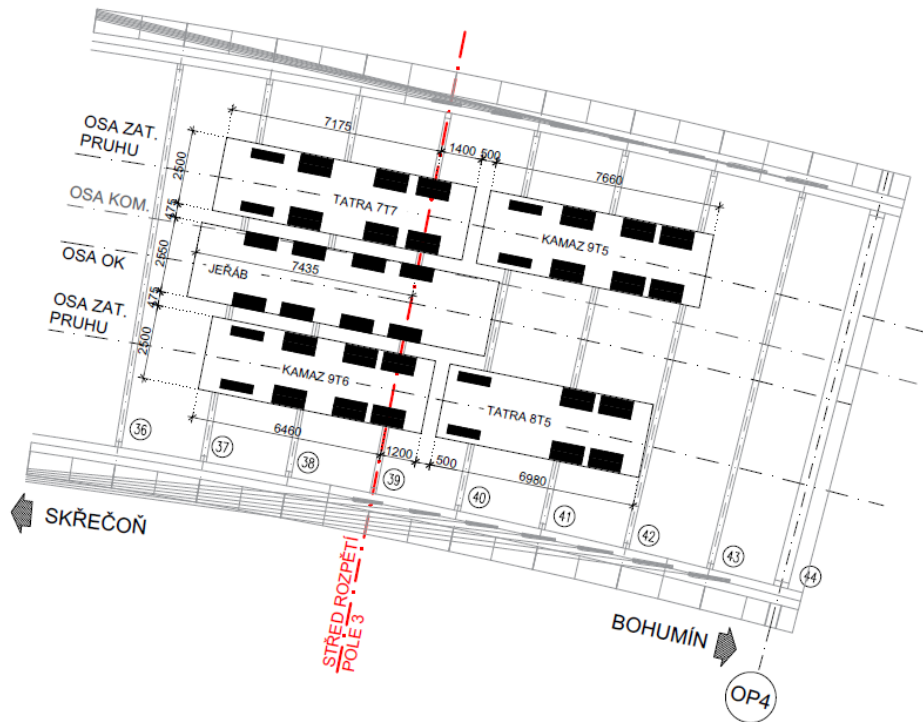
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

### 5.7.9.1 Schéma umístění vozidel u zatěžovacího stavu ZS1 a ZS6



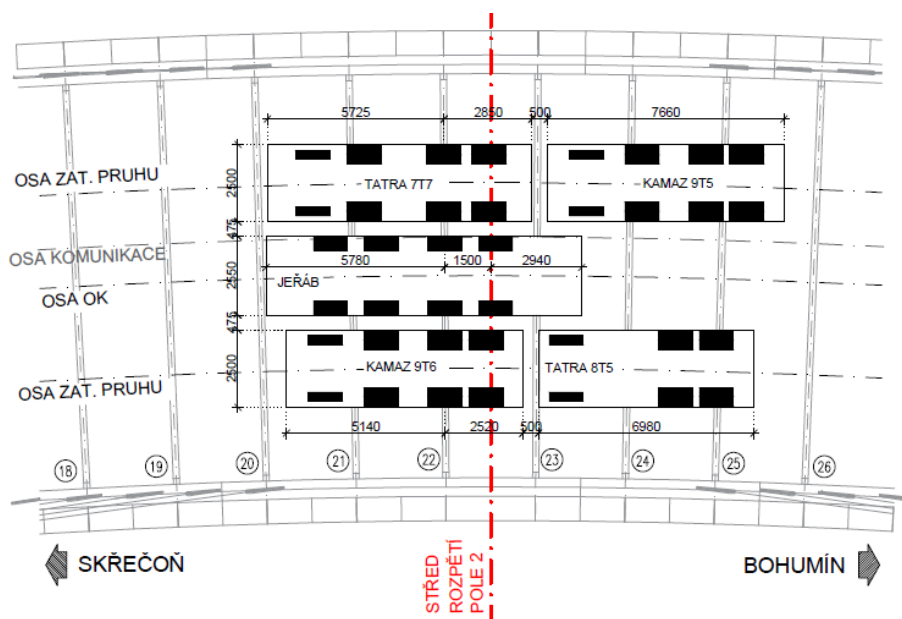
Obr. 131 Schéma zatěžovacího stavu ZS1 a ZS6 – půdorys [11]

### 5.7.9.2 Schéma umístění vozidel u zatěžovacího stavu ZS2 a ZS5



Obr. 132 Schéma zatěžovacího stavu ZS2 a ZS5 – půdorys [11]

### 5.7.9.3 Schéma umístění vozidel u zatěžovacího stavu ZS3 a ZS4

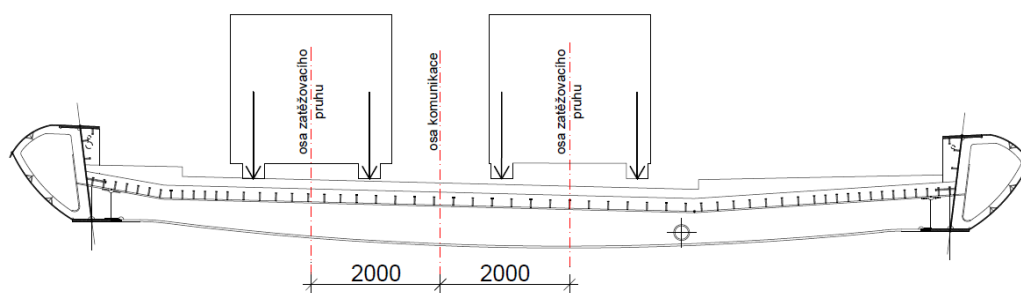


Obr. 133 Schéma zatěžovacího stavu ZS3 a ZS4 – půdorys [11]

### 5.7.10 Zatížení vozidla při dynamických přejezdech

Pro numerickou analýzu dynamických přejezdů vozidel byla zvolena vozidla použitá při statické zatěžovací zkoušce. Při přejezdech byla použita 4nápravová vozidla Kamaz, jeřáb a 4nápravová Tatra. Při zkoušce bylo provedeno celkem 32 dynamických přejezdů. Pro analýzu bylo vybráno pouze 8 zatěžovacích stavů z důvodů velké náročnosti výpočtu. Tyto zatěžovací stavy lze rozdělit na přejezdy sestav 2 a 4 vozidel.

Schématu jednotlivých vozidel včetně zatížení a rozměrů jsou uvedena v předchozí kapitole 5.7.9. Zatěžovací dynamické stavy byly definovány také pomocí typu zatížení „multi-step static“. Tento druh zatížení umístí vozidla na konstrukci ve zvolené diskretizaci. Zatížení vychází z definování zatěžovací linie (dráhy), po které se vozidlo pohybuje. V modelu byly tyto linie zadány po celé délce mostu. Příčné umístění vozidel je zobrazeno na Obr. 134. Dále byla do zatěžovací linie umístěna příslušná vozidla, jejichž poloha odpovídá schématům na Obr. 135 až Obr. 138.

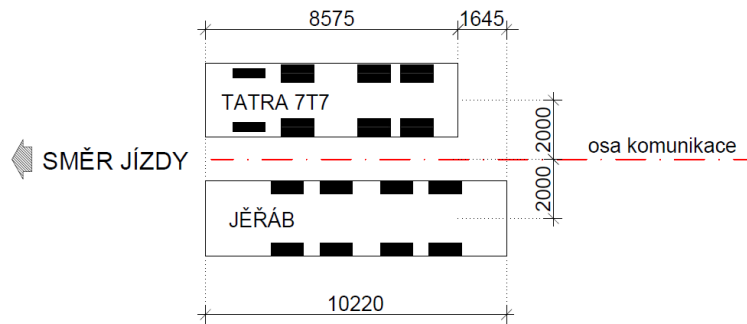


Obr. 134 Dynamické přejezdy vozidel – umístění vozidel v příčném směru



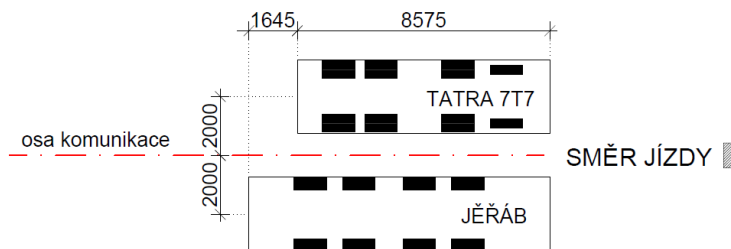
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

### 5.7.10.1 Schéma řazení vozidel pro dynamický přejezd DS-03, DS-07 a DS-11



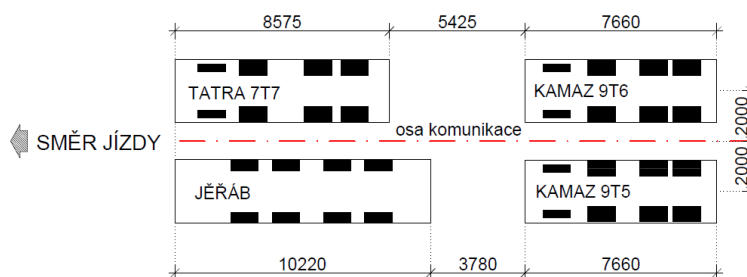
Obr. 135 Řazení vozidel pro dynamický přejezd DS-03, DS-07, DS-11

### 5.7.10.2 Schéma řazení vozidel pro dynamický přejezd DS-04, DS-08 a DS-12



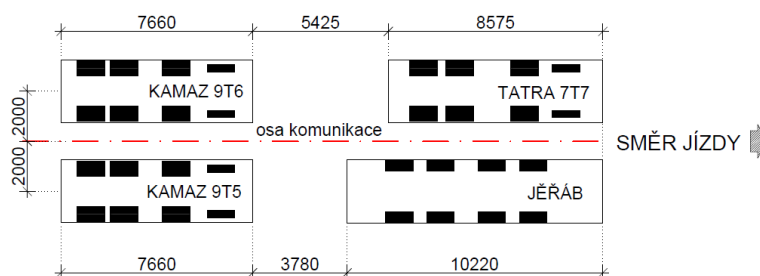
Obr. 136 Dynamická analýza – řazení vozidel DS-04, DS-08, DS-12

### 5.7.10.3 Schéma řazení vozidel pro dynamický přejezd DS-31



Obr. 137 Dynamická analýza – řazení vozidel DS-31

### 5.7.10.4 Schéma řazení vozidel pro dynamický přejezd DS-32

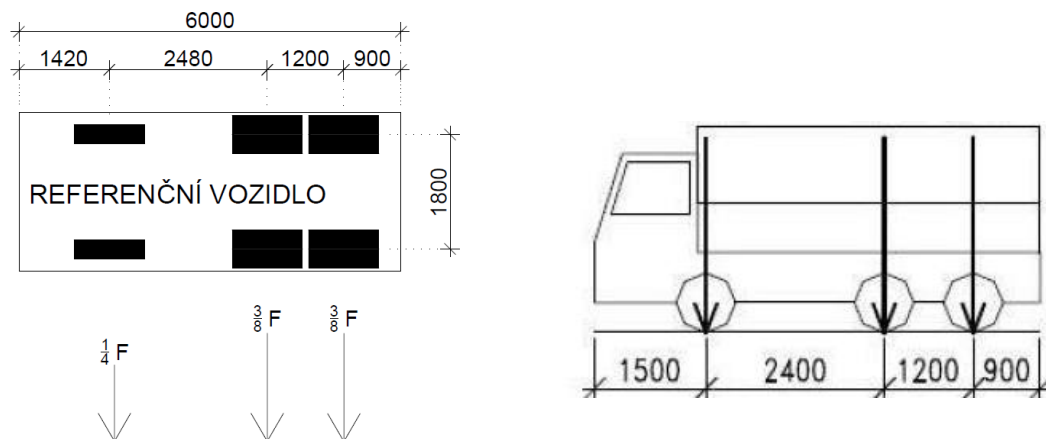


Obr. 138 Dynamická analýza – řazení vozidel DS-32

### 5.7.11 Zatížení soustavou referenčních vozidel

Pro numerickou analýzu stlačování koncových táhel byla použita referenční vozidla. Za referenční vozidlo bylo zvoleno 3nápravové vozidlo z normy ČSN 73 6222. Referenční vozidla byla umístěna do sestavy 4 vozidel. Dvě vozidla byla umístěna v levém jízdním pruhu a dvě vozidla byla umístěna v pravém pruhu. Cílem bylo vytvoření reálné situace, která by na mostě mohla nastat.

Do výpočetního modelu bylo zadáno celé vozidlo s odpovídajícími rozměry a zatížením. Dohromady bylo vytvořeno 11 vozidel, která se lišila svojí hmotností. Pro výpočet bylo zatížení jednotlivých náprav zadáno jako dvojice bodových sil v příslušné osové vzdálenosti. Schéma vozidla je uvedeno v Obr. 139. Následně byly definovány zatěžovací stavy pro jednotlivé čtveřice vozidel s danou hmotností. K tomu byl využit typ zatížení „multi-step static“. Tento druh zatížení umístí vozidla na konstrukci ve zvolené diskretizaci. Zatížení vychází z definování zatěžovací linie (dráhy), po které se vozidlo pohybuje. V modelu byly tyto linie zadány po celé délce mostu. Příčné umístění vozidel je zobrazeno na Obr. 140. Dále jsou do zatěžovací linie umístěna příslušná vozidla, jejichž poloha odpovídá schématům na Obr. 141.

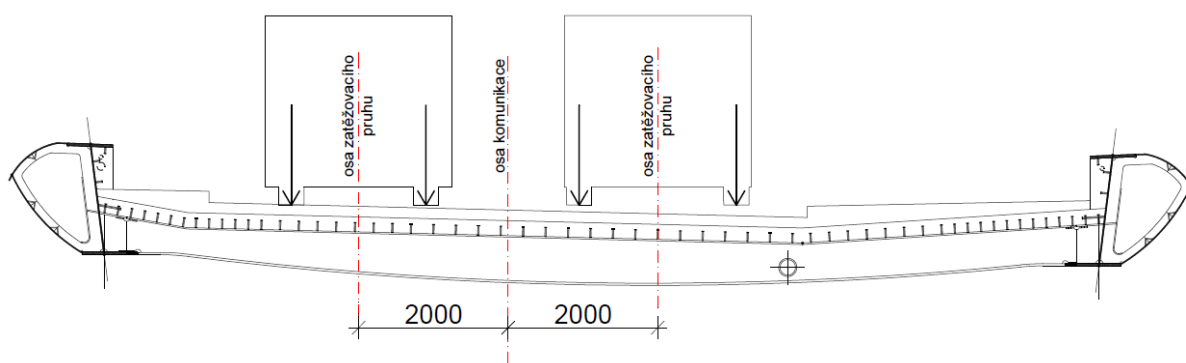


Obr. 139 Schéma referenčního vozidla [23]

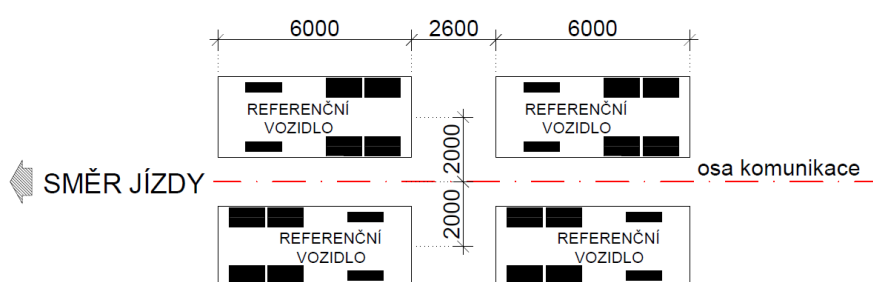
# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 74 Hmotnosti použitých referenčních vozidel

Hmotnost vozidla [t]	Zatížení		
	F <sub>1</sub> [kN]	F <sub>2</sub> [kN]	F <sub>3</sub> [kN]
5	12,5	18,75	18,75
7,5	18,75	28,125	28,125
10	25	37,5	37,5
12,5	31,25	46,875	46,875
15	37,5	56,25	56,25
17,5	43,75	65,625	65,625
20	50	75	75
22,5	56,25	84,375	84,375
25	62,5	93,75	93,75
30	75	112,5	112,5
35	87,5	131,25	131,25



Obr. 140 Referenční vozidla – umístění vozidel v příčném směru



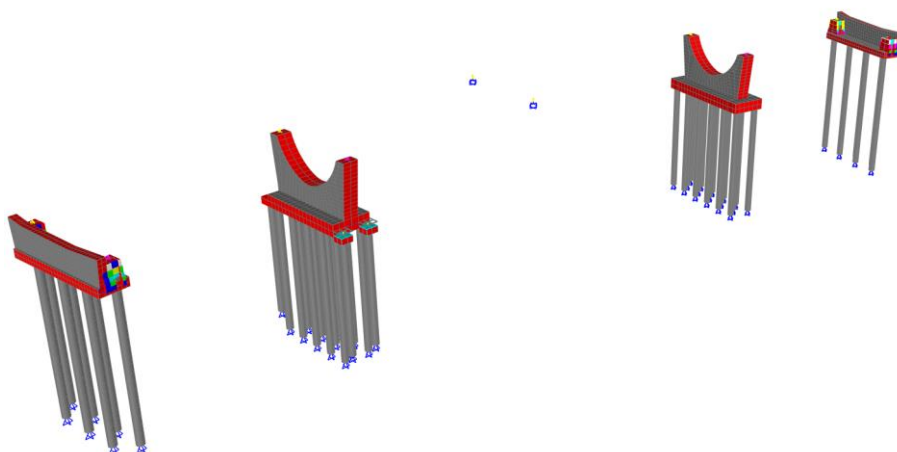
Obr. 141 Referenční vozidla – řazení vozidel

### 5.8 Popis fází výstavby

Při vytváření numerického modelu konstrukce bylo nutné zohlednit postup výstavby mostu. Výpočet fází výstavby umožňuje software CSI Bridge počítat geometricky nelineárně se zahrnutím P-Delta efektu. Do fází výstavby byly také zahrnuty reologické změny betonu, které software uvažuje podle EC pro zadané vstupní parametry. Časové intervaly jednotlivých fází nebyly zcela známy, a proto délky intervalů vycházejí z předpokladů a zkušeností z obdobných staveb.

#### 5.8.1 Fáze 1 - spodní stavba

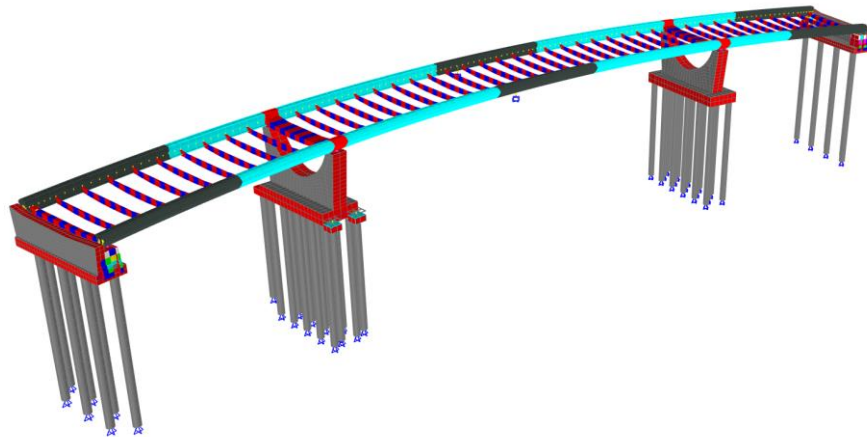
V první fázi jsou přidány opěry a podpěry mostu, které jsou následně zatíženy vlastní tíhou. Na spodní stavbě jsou současně umístěna ložiska, která jsou tvořena linky. V této fázi je také přidána montážní podpora, jejíž poloha odpovídá poloze uvedené ve statickém výpočtu (viz Obr. 145). Tato podpora je zadána jako nelineární a působí pouze pro tlakové namáhání. Doba trvání této fáze je uvažována 1 den. Vlastnosti betonu spodní stavby nejsou uvažovány jako časově proměnné, a proto nebylo nutné zohlednit reálnou dobu výstavby spodní stavby.



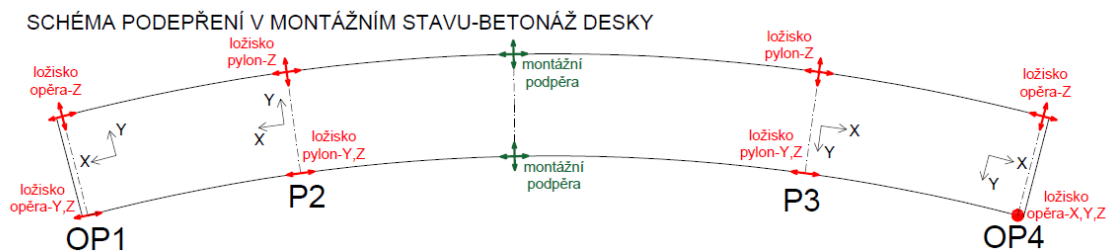
Obr. 142 Fáze 1 - spodní stavba

### 5.8.2 Fáze 2 – ocelový rošt

Druhá fáze výstavby uvažuje přidání ocelového roštu tvořeného z hlavních nosníků a příčniců přímo do finální polohy na připravená ložiska (linky). Fáze postupného výsunu nebyla zohledněna. Ocelový rošt byl následně zatížen vlastní tíhou. V této fázi došlo k výměně průřezů hlavních nosníků za pouze ocelový průřez. Doba trvání fáze 2 je uvažována 1 den.



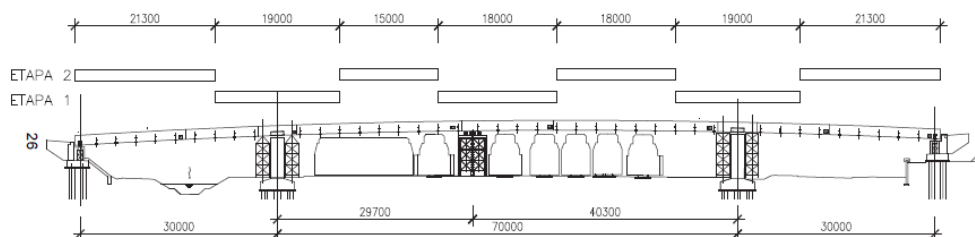
Obr. 143 Fáze 2 - ocelový rošt



Obr. 144 Schéma podepření v montážním stavu-výchozí stav

### 5.8.3 Fáze 3 – betonáž etapa 1

Betonová deska byla betonována ve dvou fázích z důvodu částečného smrštění betonové desky. Schéma etap betonáže se nachází na Obr. 145. Ve 3. fázi proběhla 1. etapa betonáže desky. Ocelový rošt byl zatížen montážním zatížením (zatěžovací stav bednění) a hmotností mokrého betonu (zatěžovací stav betonáž-etapa 1). Dle technické zprávy byla doba technologické pauzy 14 dní. Doba trvání této fáze je tedy uvažována 14 dní.



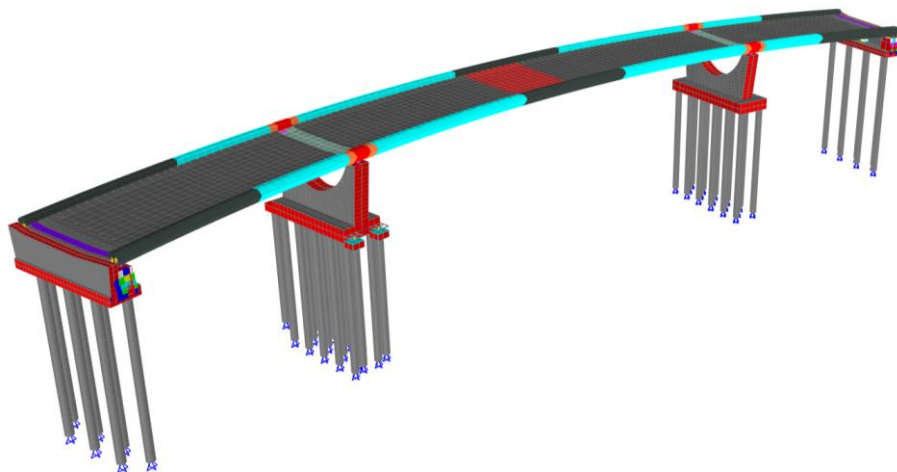
Obr. 145 Schéma betonáže [4]

### 5.8.4 Fáze 4 – betonáž etapa 2

Ve 4. fázi proběhlo dobetonování desky. Zbylé nezatížené příčnice byly zatíženy hmotností mokrého betonu (zatěžovací stav betonáž-etapa 2). Doba trvání této fáze je 7 dní.

### 5.8.5 Fáze 5 – odbednění

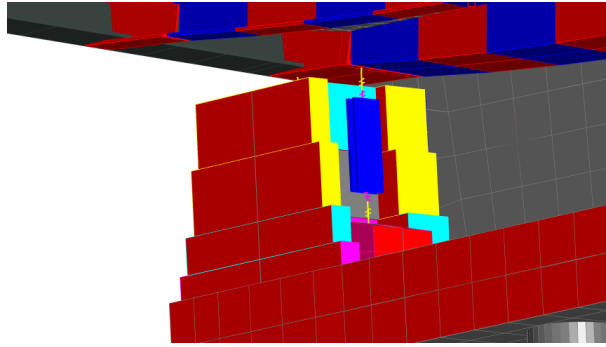
Odbednění desky proběhlo po 21 dnech. Do modelu byla přidána deska mostovky se skutečným stářím dle etap betonáže. Pro první část byla zadána deska se stářím 21 dní a pro fázi 2 se stářím 7 dní. Deska byla následně zatížena vlastní tíhou. Během této fáze došlo k odebrání zatížení od betonáže (zatěžovací stav betonáž-etapa 1 a betonáž etapa 2) a odebrání montážního zatížení (zatěžovací stav staveništní zatížení). Doba trvání této fáze je uvažována 20 dní.



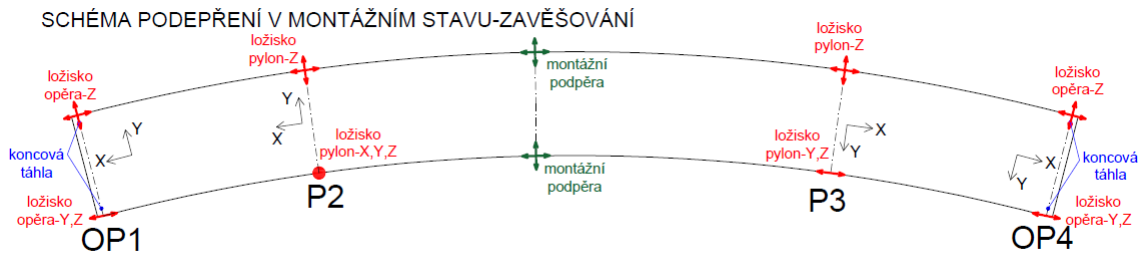
Obr. 146 Fáze 5 – odbednění

### 5.8.6 Fáze 6 – změna uložení konstrukce

Ve fázi 6 byl změněn statický systém uložení konstrukce. Na opěře OP4 vpravo bylo nahrazeno pevné uložení za podélně posuvné. Na podpěře P2 bylo zaměněno podélně posuvné uložení za pevné. V modelu je tato změna provedena výměnou linků. Do modelu byly v této fázi přidány koncová táhla, která byla zatížena vlastní tíhou. Doba trvání této fáze je uvažována 2 dny.



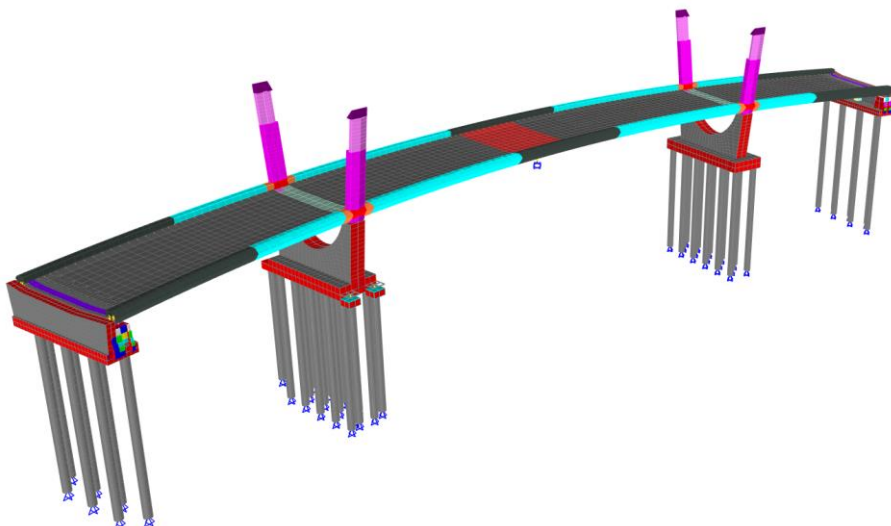
Obr. 147 Fáze 6 – změna uložení konstrukce (přidání koncových táhel)



Obr. 148 Schéma podepření v montážním stavu-zavěšování

### 5.8.7 Fáze 7 – pylony

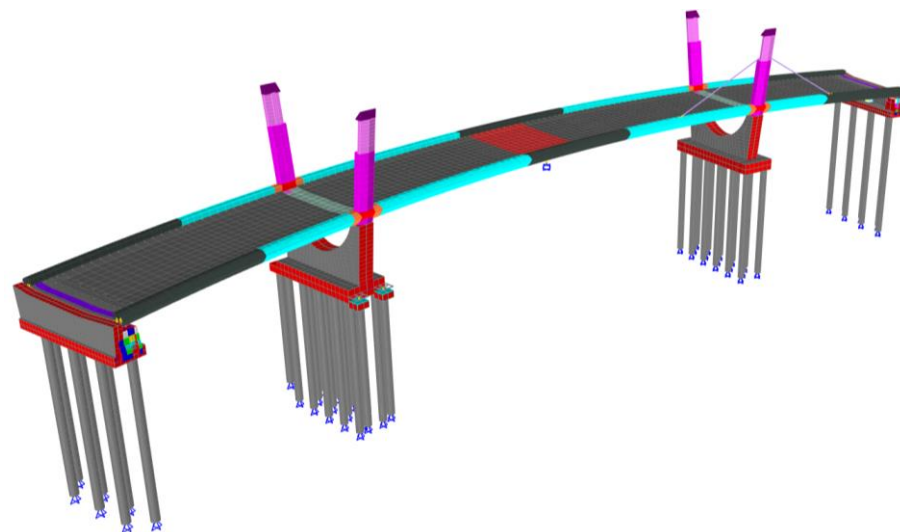
Ve fázi 7 byly do modelu přidány pylony na obou podpěrách. Průřez pylonu byl zaměněn za ocelový a následně zatížen vlastní tíhou. V této fázi je také uváženo přidání izolace betonové desky. Ta do modelu vstupuje jako zatížení desky (zatěžovací stav izolace). Doba trvání této fáze je 30 dní.



Obr. 149 Fáze 7 – pylony

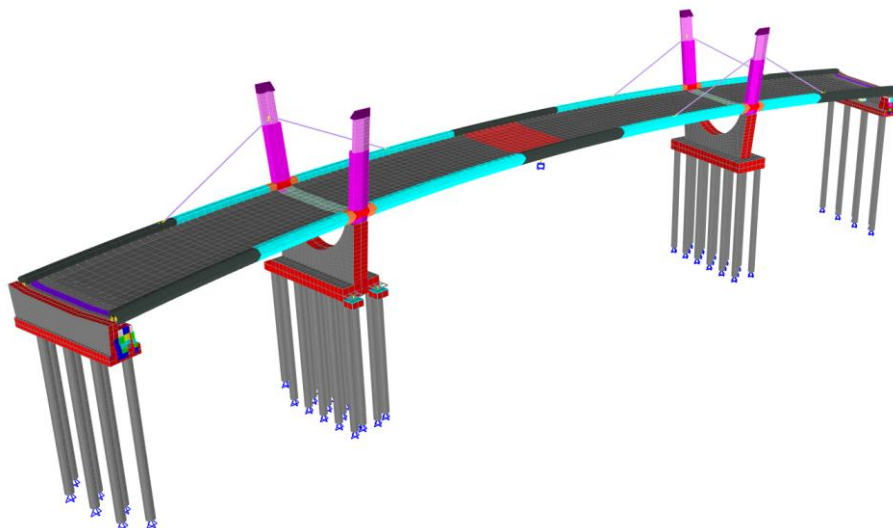
### 5.8.8 Fáze 8 až 32 – instalace závěsů

Ve fázi 8 až 32 bylo instalováno prvních 12 párů závěsů (celkem 24 závěsů). Fáze napínání se skládala ze dvou kroků. V prvním kroku byla na konstrukci umístěna dvojice závěsů, které se zatížily vlastní tíhou (zatěžovací stav-vlastní tíha závěsy). Ve druhém kroku se daný závěs předepnul (zatěžovací stav-předpětí). Velikosti normálových sil v jednotlivých stavech byly porovnávány s hodnotami experimentálního měření při napínání. Doba napínání závěsů byla uvažována k velkému počtu kroků 0 dní pro všechny stavy.



Obr. 150 – Fáze 8 - instalace závěsů I

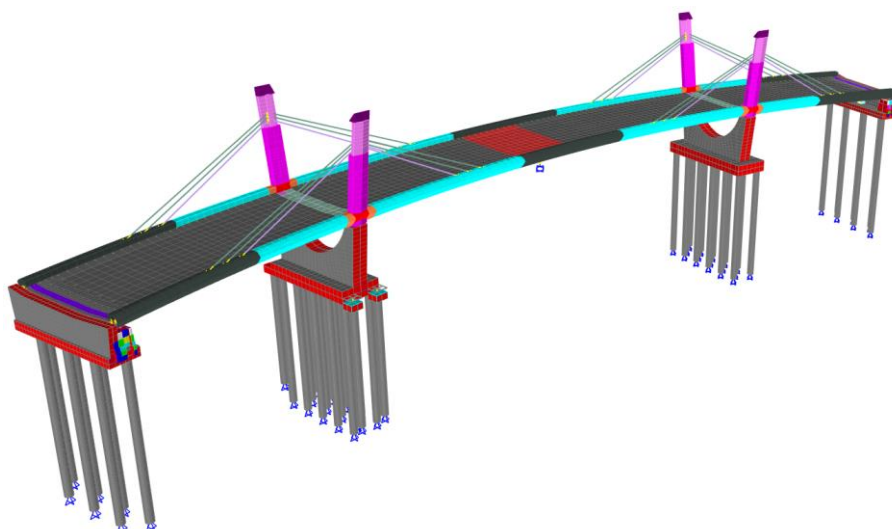




Obr. 151 Fáze 9 - instalace závěsů 3

### 5.8.9 Fáze 33 – rektifikace 1

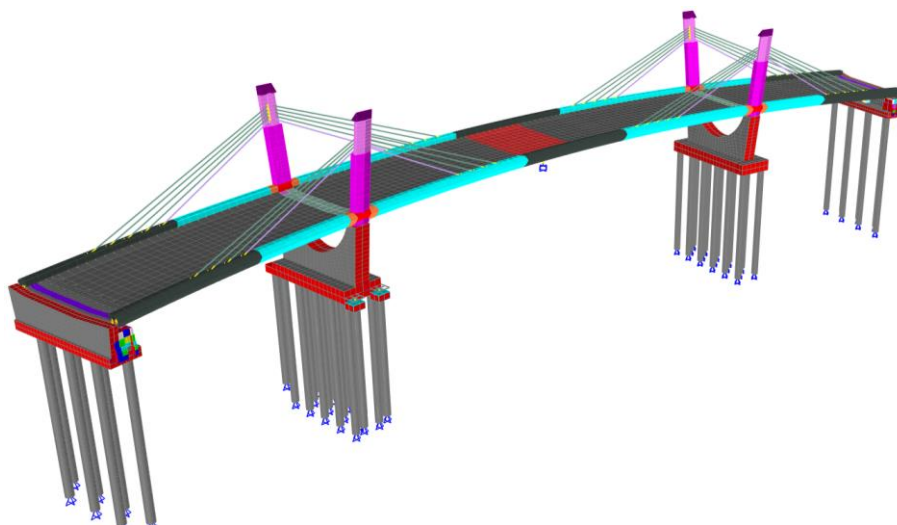
Po napnutí prvních 12 párů závěsů byla provedena rektifikace. Na závěsy byl aplikován zatěžovací stav rektifikace 1. Hodnoty normálových sil byly upraveny tak, aby maximálně odpovídaly hodnotám experimentálního měření.



Obr. 152 Fáze 33 - rektifikace závěsů

### 5.8.10 Fáze 34 až 65 – instalace závěsů

Po první rektifikaci probíhala instalace zbylých závěsů. Napínání probíhalo stejně jako ve fázích 8 až 32.



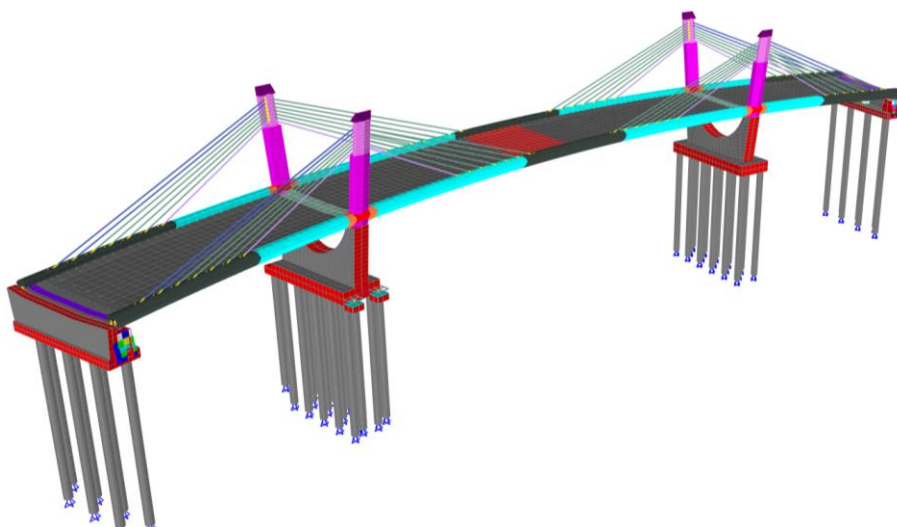
Obr. 153 Fáze 55 - instalace závěsů 19

### 5.8.11 Fáze 66 – odebrání montážní podpory

Ve fázi 66 byla odebrána montážní podpora v hlavním poli. Při instalaci závěsů došlo k uvolnění této podpory a bylo možné ji odebrat. Doba trvání této fáze je 1 den.

### 5.8.12 Fáze 67 – rektifikace 2

Závěrečná rektifikace závěsů proběhla v jedné fázi. Jednotlivé síly v závěsech byly doladěny na výsledné hodnoty s požadovanou přesností. Na závěsy byl aplikován zatěžovací stav rektifikace 2. Výsledné hodnoty normálových sil v jednotlivých závěsech byly doladěny tak, aby byla zajištěna maximální shoda mezi modelem a experimentálním měřením.



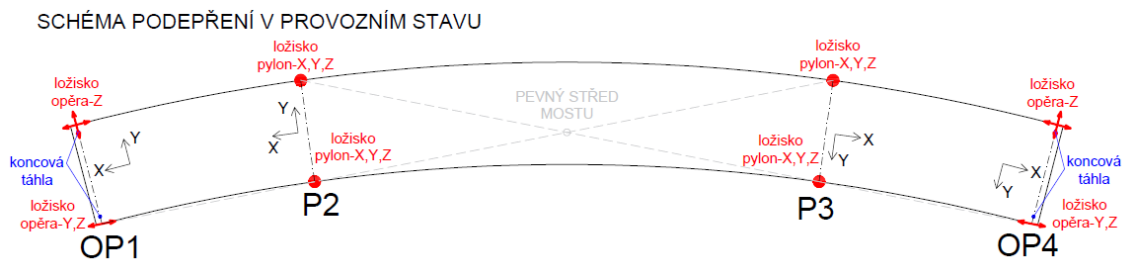
Obr. 154 Fáze – rektifikace 2

### 5.8.13 Fáze 68 – betonáž pylonů

Po zavěšení konstrukce a konečné rektifikaci sil v jednotlivých závěsech byla ve fázi 68 provedena betonáž vnitřních částí pylonů. V modelu byly nahrazeny ocelové průřezy pylonů za ocelobetonové. Pylony byly následně zatíženy vlastní tíhou betonu. Doba trvání této fáze je uvažována 15 dní.

### 5.8.14 Fáze 69 – finální uložení

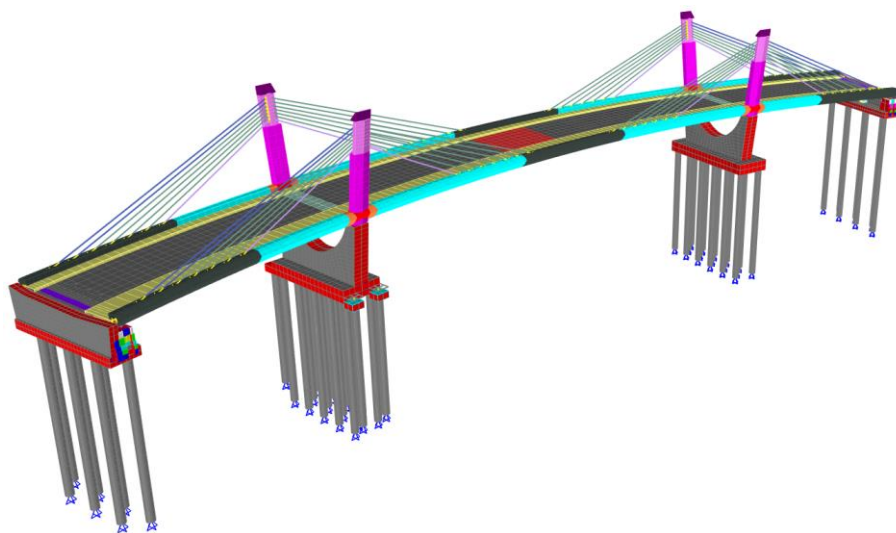
Po dokončení betonáže pylonů bylo možné provést uložení konstrukce do finálního statického systému. Na pylonech byla aktivována pevná ložiska. V modelu došlo k nahrazení linků na podpěře P2 vlevo za pevná ložiska a obou linků na podpěře P3 za pevná ložiska. Doba trvání této fáze je 1 den.



Obr. 155 Schéma podepření v provozním stavu

### 5.8.15 Fáze 70 – chodníkové římsy

Chodníkové betonové římsy byly do modelu vloženy ve fázi 70 pomocí prutů s odpovídající průřezovou plochou. Následně byly římsy zatíženy vlastní tíhou. Doba trvání fáze je 15 dní.



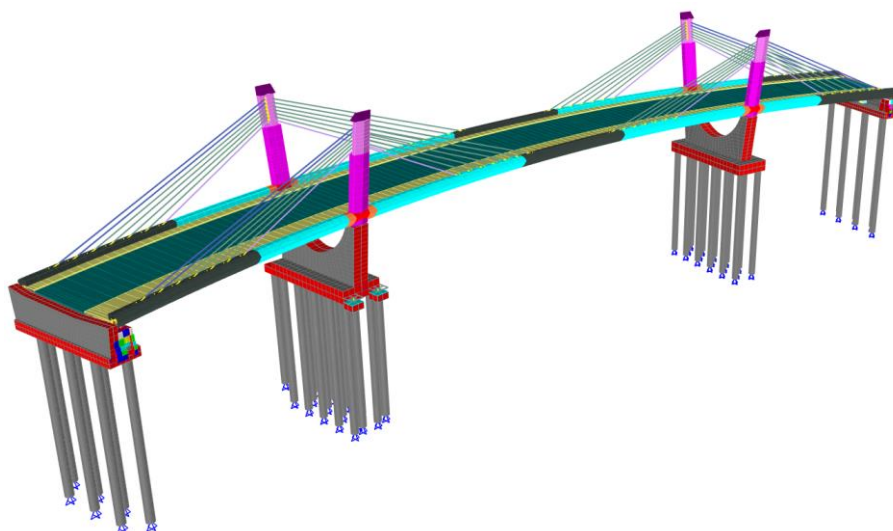
Obr. 156 Fáze – chodníkové římsy

### 5.8.16 Fáze 71 – nosníkový parapet

Dobetonávka nosníkového parapetu byla do modelu zadána přímo do průřezu hlavního nosníku. Ve fázi 71 byly vyměněny průřezy hlavních nosníků za průřezy s betonovým parapetem. Konstrukce byla zatížena vlastní tíhou dobetonávky. Doba trvání této fáze je 15 dní.

### 5.8.17 Fáze 72 – vozovka

Ve fázi 72 byla do modelu přidána vozovka. Vozovka byla přidána jako prut s průřezem odpovídající tloušťce a šířce vozovky. Následně byl tento prut zatížen vlastní tíhou. V této fázi bylo zohledněno přidání protihlukové stěny na obou stranách mostu. Ta byla do modelu zadána pomocí spojitého zatížení nosníků (zatěžovací stav protihluková stěna). Doba trvání této fáze byla uvažována 15 dní.



Obr. 157 Fáze 72 – vozovka

### 5.8.18 Fáze 73 – dokončený most

Tato fáze pouze zohledňuje časovou prodlevu otevření mostu. Doba trvání fáze je 14 dní.

### 5.8.19 Fáze 74 – současný stav

Poslední fáze zohledňuje dobu od otevření konstrukce (9 let). Doba trvání fáze je 3170 dní.

# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

## 5.8.20 Přehled jednotlivých fází výstavby

Tab. 75 Přehled fází výstavby

Fáze	Čas [dny]	Doba trvání [dny]	Přidané prvky	Odebrané prvky	Změna průřezu	Přidané zatížení	Odebrané zatížení	Změna statického systému
1	Spodní stavba	0	1	Spodní stavba			Vlastní tíha- spodní stavba	
				Montážní podpora				
2	Ocelový rošt	1	1	Ocelový rošt	Změna HN1-35 za HN1-35-S	Vlastní tíha		
					Změna HN2-40 za HN2-40-S			
					Změna HN3-60-50 za HN3-60-50-S			
3	Betonáž-etapa 1	2	14			Betonáž-etapa 1		
						Bednění		
4	Betonáž-etapa 2	16	7			Betonáž-etapa 2		
5	Odbednění	23	20	Deska-etapa 1 (stáří 21 dní)		Vlastní tíha- deska	Betonáž-etapa 1	
				Deska-etapa 2 (stáří 7 dní)			Betonáž-etapa 2	
							Bednění	
6	Změna uložení	43	2	Koncová táhla		Vlastní tíha- koncová táhla	-	Opěra OP4-P - uvolnění Y Pylon P2-P - fixace Y
7	Pylony	45	30	Pylony	Změna PL-a za PL-a-S	Vlastní tíha- pylony		
					Změna PL-b za PL-b-S	Izolace		
8 až 32	Instalace závěsů	75	0	Závěsy 1 až 12		Vlastní tíha- závěsy		
						Předpětí 1 až 12		
33	Rektifikace 1	75	0			Rektifikace 1		
34 až 65	Instalace závěsů	75	0	Závěsy 13 až 28		Vlastní tíha- závěsy		
						Předpětí 13 až 28		
66	Odebrání montážní podpory	75	1		Montážní podpora			
67	Rektifikace 2	76	0			Rektifikace 2		
68	Betonáž pylonů	76	15		Změna PL-a-S za PL-a-S	Vlastní tíha pylony (beton)		
					Změna PL-b-S za PL-b-S			
69	Finální uložení	91	1					P2-L - fixace X,Y
								P3-L - fixace X,Y
								P3-P - fixace Y
70	Chodníkové římsy	92	15	Chodníkové římsy		Vlastní tíha- chodníkové římsy		
71	Nosníkový parapet	107	15		Změna HN1-35-S za HN1-35	Vlastní tíha parapet		
					Změna HN2-40-S za HN2-40			
					Změna HN3-40-S za HN3-40			
72	Vozovka	122	15	Vozovka		Vlastní tíha vozovka Protihluková stěna		
73	Dokončený most	137	14					
74	Současný most	151	3170					

## 5.9 Stanovení dynamických charakteristik modelu

Pro dynamické přejezdy vozidel byly do modelu doplněny účinky tlumení. Vzhledem k provedené dynamické zkoušce firmou INSET bylo možné použít experimentálně vyhodnocené logaritmické dekrementy útlumu pro jednotlivé frekvence. [7]

Tab. 76 Logaritmický dekrement útlumu [7]

Svislé buzení	
Frekvence	Logaritmický dekrement útlumu $\vartheta$
1,400 Hz	0,053
3,7700 Hz	0,067
5,682 Hz	0,149
7,230 Hz	0,148
9,470 Hz	0,113

Z logaritmického dekrementu útlumu lze vyjádřit hodnotu poměrného útlumu  $\xi$ . Na základě znalostí 2 frekvencí a jejich příslušného poměrného útlumu je možné vyjádřit koeficienty  $\alpha$  a  $\beta$  a stanovit matici  $C$  proporcionálního útlumu konstrukce. Pro výpočet byly použity hodnoty logaritmického dekrementu pro nejnižší a nejvyšší zjištěnou vlastní frekvenci.

$$C = \alpha M + \beta K$$

Výpočet poměrného útlumu:

$$\vartheta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}$$

$$0,053 = \frac{2\pi\xi_1}{\sqrt{1 - \xi_1^2}}$$

$$\xi_1 = 8,4349 \cdot 10^{-3}$$

$$0,113 = \frac{2\pi\xi_2}{\sqrt{1 - \xi_2^2}}$$

$$\xi_2 = 17,9816 \cdot 10^{-3}$$

Do modelu byla zadána první vlastní frekvence 1,4 Hz s poměrným útlumem  $\xi_1=8,4349 \cdot 10^{-3}$  a nejvyšší zjištěná vlastní frekvence 9,47 Hz s poměrným útlumem  $\xi_2=17,9816 \cdot 10^{-3}$ . Koeficient  $\alpha$  pro matici hmotnosti vychází 0,1039 a koeficient  $\beta$  pro matici tuhosti  $5,751 \cdot 10^{-4}$ .

# 6 Validace a verifikace numerického modelu

Validace a verifikace jsou běžně používané termíny, které jsou spojeny s numerickým modelováním a souvisejícím experimentálním měřením. Při validaci jsou parametry modelu upravovány tak, aby bylo dosaženo maximální možné shody výsledků výpočtu a experimentu. Oproti tomu při verifikaci jsou výsledky výpočtu a experimentu pouze porovnávány. Následně se posoudí míra shody.

Samotná míra shody je ovlivněna řadou aspektů. V první řadě se jedná o použitou metodu, kterou byly výsledky dosaženy. Již samotné výsledky měření mohou být zatíženy nejistotou. Na druhou stranu je samotný výpočetní model pouze teoretickým přiblížením, při kterém zavádíme řadu předpokladů. Výsledky z modelu jsou tedy také zatíženy také nejistotami. Může se jednat o vlastnosti materiálu, volbu diskretizace nebo řešení specifických detailů. Pro dosažení požadované přesnosti by k těmto vlivům mělo být přihlédnuto a dle toho stanovit, co lze, a nelze považovat za shodu.

V našem případě bude provedena validace i verifikace modelu. Zavěšená konstrukce mostu byla řešena v jednom výpočetním modelu, avšak v důsledku možného vzniku poruchy na konstrukci a reologických změn betonu v čase byly vytvořeny dvě různé časové analýzy:

- model dokončeného mostu
- model současného mostu.

Za výchozí model konstrukce byl vybrán stav po dokončení konstrukce, který není zatížen možnou poruchou. Na modelu dokončené konstrukce byla následně provedena parametrická analýza vlivů. V modelu jsou zohledněny reologické změny betonu odpovídající dokončené konstrukci včetně fází výstavby. Tento model byl následně validován dle provedené statické a dynamické zatěžovací zkoušky po dokončení konstrukce. V rámci validace jsou v modelu upraveny dílčí parametry pro dosažení nejlepší shody. Cílem validace je získat numerický model, který svým chováním přesně vystihuje výchozí („nepoškozený“) most.

Následně takto upravený validovaný model necháme podrobit pouze časové analýze do současnosti a získáme model současného mostu. Tento model byl následně verifikován s námi provedeným experimentálním měřením. Cílem bylo odhalit možné změny nebo problémy v konstrukci.

### 6.1 Validace modelu dokončeného mostu

Model dokončeného mostu byl výchozím modelem pro celou parametrickou analýzu. Model byl validován na základě:

- tenzometrického měření závěsu při výstavbě
- statické zatěžovací zkoušky
- dynamické zatěžovací zkoušky.

Při validaci byly upravovány parametry výpočetního modelu tak, aby bylo dosaženo požadované shody s výsledky experimentu. Jednalo se o úpravu materiálových parametrů nebo zahrnutí dalších spolupůsobících vlivů. Cílem validace bylo získat numerický model, jehož chování bude co nejpřesněji popisovat reálný stav.

#### 6.1.1 Tenzometrické měření na závěsech při výstavbě

Základním podkladem při tvorbě modelu bylo provedené tenzometrické měření na závěsech při výstavbě. Měření a zpracování výsledků bylo zajištěno firmou EXCON, a.s. Ve zprávě jsou uvedeny velikosti normálových sil pro každou fázi výstavby. Dále je také uvedena příslušná teplota závěsů. Vliv teploty je do modelu zahrnut dle kapitoly 5.7.5.1. [8]

V modelu byly vytvořeny fáze výstavby odpovídající postupnému napínání. Model zohledňoval reologické změny betonu. Výsledky normálových sil z modelu byly postupně srovnávány po fázích s měřením. Velikost předpětí byla laděna iterativně pomocí teploty. Při dosažení požadované shody byla přidána další fáze. Cílem numerického modelu bylo dosáhnout co nejvyšší shody s experimentálním měřením.

##### 6.1.1.1 Porovnání normálových sil v poslední fázi po rektifikaci

Při srovnání měření a numerického modelu je průměrná odchylka 2,71 %. Tato odchylka je v toleranci přesnosti tenzometrického měření. Lze tedy konstatovat, že bylo při validaci dosaženo velmi dobré shody mezi měřením a numerickým modelem.



## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

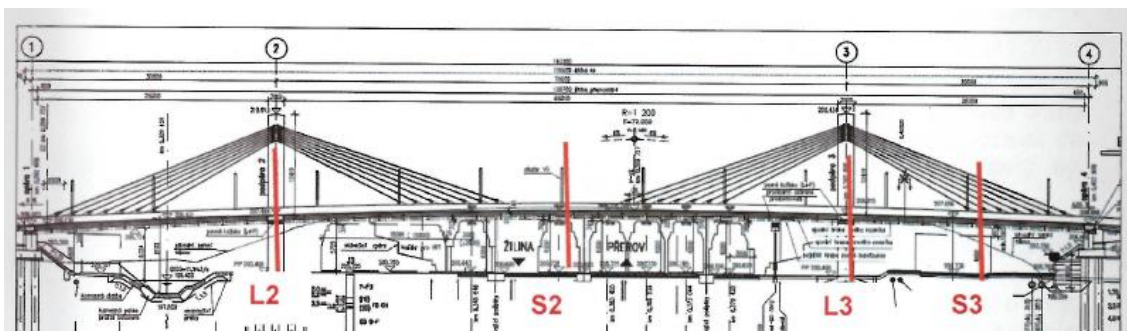
Tab. 77 Validace sil v závěsech [8]

Označení závěsů		Normálová síla numerický model	Normálová síla měření	Rozdíl	Chyba
		[kN]	[kN]	[kN]	[%]
Závěsy 1	P3P-1L	567,6	549,8	17,8	3,25%
	P3P-1P	570,6	563,4	7,2	1,27%
Závěsy 2	P3L-1L	621,9	606,6	15,3	2,52%
	P3L-1P	584,9	577,7	7,2	1,24%
Závěsy 3	P2L-1L	649,0	658,9	-9,9	1,50%
	P2L-2L	614,0	604,4	9,6	1,59%
Závěsy 4	P2P-1L	643,4	601,7	41,7	6,93%
	P2P-1P	632,1	607,3	24,8	4,08%
Závěsy 5	P3L-2L	555,5	522,2	33,3	6,37%
	P3L-2P	511,3	522,7	-11,4	2,18%
Závěsy 6	P3P-2L	557,0	542,5	14,5	2,68%
	P3P-2P	499,1	499,4	-0,3	0,06%
Závěsy 7	P2L-2L	551,4	570,8	-19,4	3,40%
	P2L-2P	528,6	525,5	3,1	0,60%
Závěsy 8	P2P-2L	558,4	542,7	15,7	2,90%
	P2P-2P	544,4	529,4	15,0	2,84%
Závěsy 9	P3P-3L	548,5	510,1	38,4	7,53%
	P3P-3P	458,5	467,0	-8,5	1,82%
Závěsy 10	P3L-3L	499,6	493,3	6,3	1,28%
	P3L-3P	506,2	514,5	-8,3	1,60%
Závěsy 11	P2L-3L	486,5	500,6	-14,1	2,81%
	P2L-3P	488,6	471,9	16,7	3,54%
Závěsy 12	P2P-3L	508,0	492,1	15,9	3,24%
	P2P-3P	460,7	463,8	-3,1	0,67%
Závěsy 13	P2P-4L	460,2	441,7	18,5	4,18%
	P2P-4P	471,2	444,7	26,5	5,95%
Závěsy 14	P2L-4L	526,3	524,3	2,0	0,39%
	P2L-4P	451,2	436,9	14,3	3,28%
Závěsy 15	P3L-4L	492,1	485,9	6,2	1,27%
	P3L-4P	560,2	566,7	-6,5	1,15%
Závěsy 16	P3P-4L	455,2	429,0	26,2	6,11%
	P3P-4P	524,9	514,8	10,1	1,96%
Závěsy 17	P3P-5L	458,1	430,3	27,8	6,45%
	P3P-5P	540,7	537,8	2,9	0,54%
Závěsy 18	P3L-5L	468,0	450,8	17,2	3,82%
	P3L-5P	519,8	525,5	-5,7	1,08%
Závěsy 19	P2L-5L	521,4	529,4	-8,0	1,51%
	P2L-5P	442,2	418,1	24,1	5,76%
Závěsy 20	P2P-5L	465,9	471,1	-5,2	1,10%
	P2P-5P	465,4	451,9	13,5	2,99%
Závěsy 21	P2P-6L	495,4	491,0	4,4	0,89%
	P2P-6P	531,4	511,9	19,5	3,81%
Závěsy 22	P2L-6L	422,7	417,5	5,2	1,24%
	P2L-6P	528,3	501,8	26,5	5,28%
Závěsy 23	P3L-6L	506,2	504,4	1,8	0,35%
	P3L-6P	452,6	454,5	-1,9	0,43%
Závěsy 24	P3P-6L	492,1	473,5	18,6	3,92%
	P3P-6P	459,1	471,5	-12,4	2,63%
Závěsy 25	P3P-7L	512,3	499,4	12,9	2,58%
	P3P-7P	564,1	571,8	-7,7	1,35%
Závěsy 26	P3L-7L	479,4	459,6	19,8	4,30%
	P3L-7P	525,9	517,4	8,5	1,65%
Závěsy 27	P2L-7L	473,2	462,1	11,1	2,40%
	P2L-7P	476,7	467,7	9,0	1,91%
Závěsy 28	P2P-7L	552,9	525,3	27,6	5,26%
	P2P-7P	473,5	475,2	-1,7	0,35%
<b>Průměrná odchylka</b>					<b>2,71%</b>

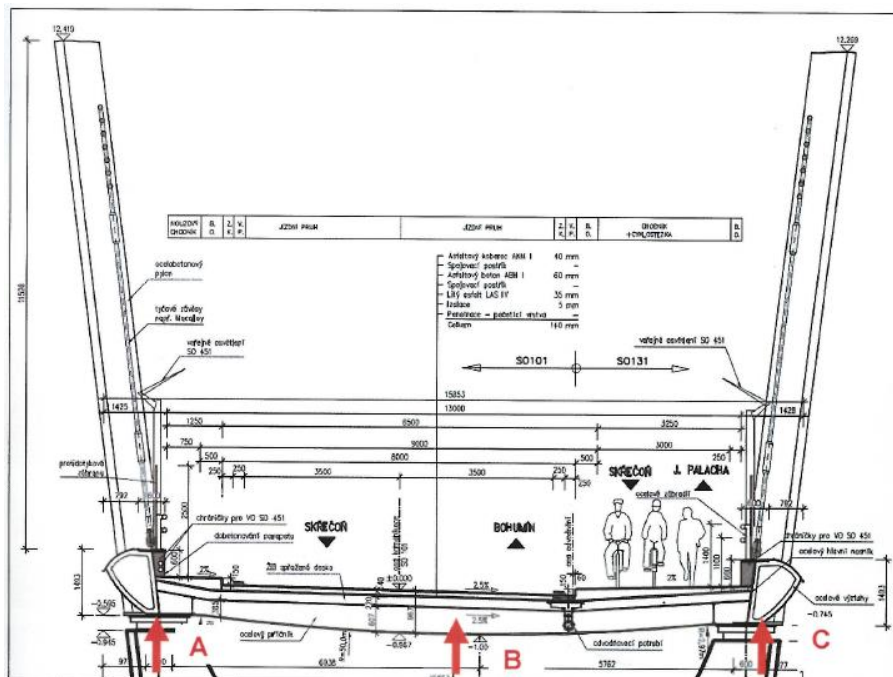
## 6.1.2 Statická zatěžovací zkouška provedená po dokončení mostu

Dalším zvoleným podkladem pro validaci numerického modelu byla provedená statická zatěžovací zkouška firmou INSET po dokončení mostu před jeho otevřením. Statická zatěžovací zkouška se skládala ze dvou zatěžovacích stavů ZS1 a ZS2. Při zatěžovacím stavu ZS1 byl sledován maximální průhyb středního pole. Na konstrukci bylo umístěno 6 nákladních vozidel Tatra T815. V zatěžovacím stavu ZS2 byla konstrukce zatížena 3 nákladními vozidly Tatra T815 umístěnými na levé straně. Schéma zatěžovacích stavů je uvedeno v kapitole 5.7.8. [6]

Měření průhybů v řezu S2 bylo zajištěno pomocí relativních indukčních snímačů dráhy. Zatlačení ložisek v řezu L2 a L3 bylo sledováno také pomocí indukčních snímačů dráhy. Zatlačení opěr bylo měřeno pomocí nivelace. Teplota během zkoušky byla dle zprávy ustálená. [6]



Obr. 158 Statická zatěžovací zkouška INSET – schéma měřených řezů [6]



Obr. 159 Statická zatěžovací zkouška INSET - schéma měřených bodů řez S2 [6]

### 6.1.2.1 Numerický model

Výpočet účinků obou zatěžovacích stavů byl proveden na modelu dokončeného mostu. V modelu byly zohledněny fáze výstavby a reologické účinky betonu v čase. Výpočet byl proveden geometricky nelineárně. Zatížení bylo aplikováno na výchozí tuhost konstrukce po dokončení mostu. Zatížení jednotlivých vozidel je uvedeno v kapitole 5.7.8. V zatěžovacím stavu ZS1 bylo na konstrukci aplikováno zatížení 6 nákladních vozidel dle Obr. 121 a Obr. 122. V zatěžovacím stavu ZS2 byla konstrukce zatížena 3 vozidly u jedné strany dle Obr. 123 a Obr. 124.

### 6.1.2.2 Úprava parametrů modelu

Na základě výsledků byl výchozí model poddajnější, než ukazovaly naměřené hodnoty průhybů, a proto bylo přistoupeno k úpravě tuhosti pomocí dalších parametrů. Prvním krokem bylo zahrnutí tuhosti vozovky a římsy do celého modelu. Vrstvy nejsou sice spřažené, ale částečně do globální tuhosti konstrukce přispívají. Do modelu byly přidány pomocí prutů s odpovídajícím průřezem. Tuhosti obou materiálů byly laděny iterativně dle výsledků. Pro vozovku byl nastaven modul pružnosti  $E_{voz.}=4$  GPa. Římsy jsou tužší, a proto jim byl přiřazen modul pružnosti  $E_{řim.}=8$  GPa. Zahnutí nespřažených vrstev mostovky mělo dopad na snížení průhybu hlavního pole v řádech desetin milimetru u zatěžovacího stavu ZS1.

Dalším z upravených parametrů byla tuhost betonové desky. Vzhledem k tomu, že konstrukce byla stále poddajnější, než udávaly změřené průhyby, byl zohledněn možný rozptyl modulu pružnosti betonu. Na základě provedených výpočtů byl zvolen modul pružnosti desky vyšší o 2 GPa, což odpovídá stárnutí betonu a souvisejícímu zvyšování pevnosti i modulu pružnosti. Úprava modulu pružnosti desky způsobila snížení průhybu v hlavním poli o téměř půl milimetru. Při uvážení vyšší tuhosti betonové výplně pylonů byl dopad na průhyb téměř nulový.

Posledním z upravených parametrů bylo tahové pole betonové desky, které v přechodím modelu bylo uvažováno příliš konzervativně. Tahové pole bylo zmenšeno a upraveno dle maximálního tahového namáhání v podélném směru, při kterém je dosaženo limitní tahové pevnosti pro danou třídu betonu. Průhyb hlavního pole byl při zatěžovacím stavu ZS1 snížen v řádech desetin milimetru.

Dále se ve výpočetním modelu také výrazným způsobem projevila poloha zatížení. Při posunu vozidla v řádech centimetrů se průhyby změnilly v řádech desetin milimetru. To je pravděpodobně způsobeno zvolenou velikostí sítě, která se u poddajné zavěšené konstrukce projevuje výrazněji.

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

### 6.1.2.3 Porovnání výsledků statické zatěžovací zkoušky a numerického modelu

Výsledky průhybu modelu jsou srovnávány s vyhodnoceným pružným průhybem statické zatěžovací zkoušky. Rozdíl mezi průhyby dosahuje velikosti maximálně 1 mm. Velikost nepřesnosti může být způsobena zvolenou sítí výpočetního modelu nebo nepřesnou polohou zatížení při statické zatěžovací zkoušce. Při porovnání výsledků statické zatěžovací zkoušky s numerickým modelem je dosaženo velmi dobré shody.

Tab. 78 Porovnání experimentálních hodnot s výsledky numerického modelu [6]

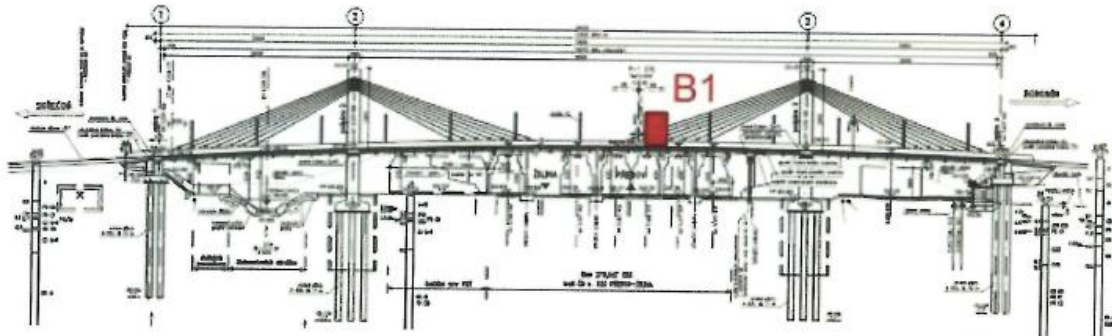
Zatěžovací stav ZS1							
Označení				Pružný průhyb měření [mm]	Průhyb model [mm]	Rozdíl	
Poloha	Prvek	Příčný řez	Pozice v příčném řezu			$\Delta$ průhyb [mm]	Odchylka [%]
Hlavní pole	Levý nosník	S1	A	34,44	35,30	0,86	2,49%
	Pravý nosník		C	29,94	30,72	0,78	2,61%
	Střed příčnicku		B	38,18	38,97	0,79	2,08%
						Průměrná odchylka	<b>2,4%</b>
Zatěžovací stav ZS2							
Označení				Pružný průhyb měření [mm]	Průhyb model [mm]	Rozdíl	
Poloha	Prvek	Příčný řez	Pozice v příčném řezu			$\Delta$ průhyb [mm]	Odchylka [%]
Hlavní pole	Levý nosník	S2	A	24,24	25,29	1,05	4,35%
	Pravý nosník		C	6,89	7,02	0,13	1,83%
	Střed příčnicku		B	15,54	15,68	0,14	0,87%
						Průměrná odchylka	<b>2,3%</b>

### 6.1.3 Validace dle dynamické zatěžovací zkoušky

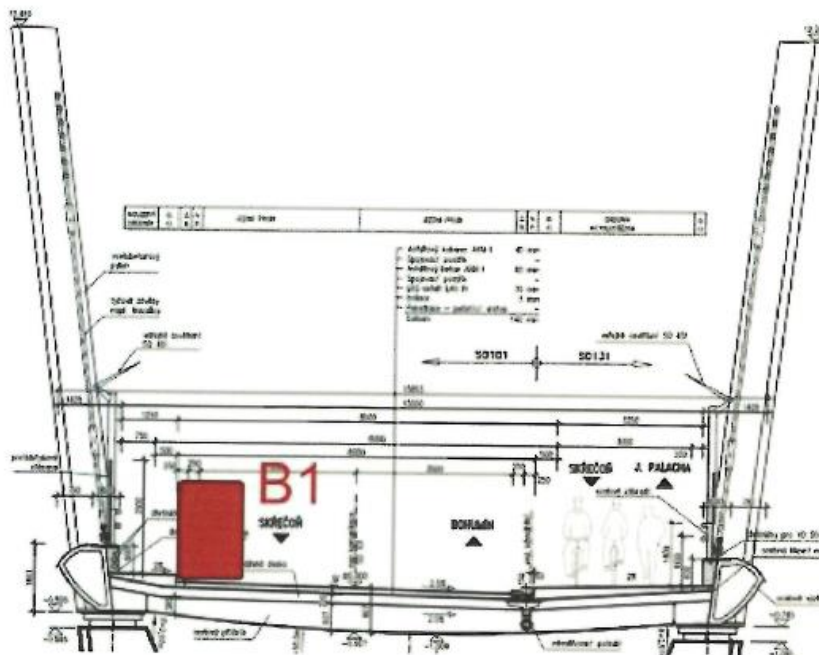
Posledním podkladem pro validaci numerického modelu dokončeného mostu byla provedená dynamická zatěžovací zkouška firmou INSET. Konstrukce byla buzena budičem, jehož poloha je zobrazena na Obr. 160 a Obr. 161. Celková hmotnost budiče byla cca 700 kg. Na základě vyhodnocených výsledků modální analýzy bylo možné porovnat experimentálně stanovené vlastní tvary a jejich příslušné vlastní frekvence s výsledky numerického modelu. Vlastní tvary byly porovnávány pouze vizuálně. [7]

#### 6.1.3.1 Numerický model

Modální analýza numerického modelu vycházela z tuhosti konstrukce po dokončení mostu. V modelu byly zohledněny upravené parametry z předchozí kapitoly včetně účinku výstavby s reologickými změnami betonu.



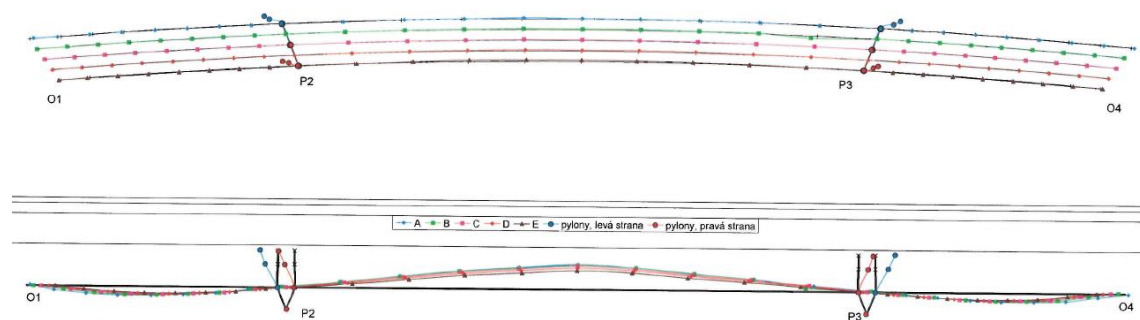
Obr. 160 Schéma umístění budiče v podélném směru [7]



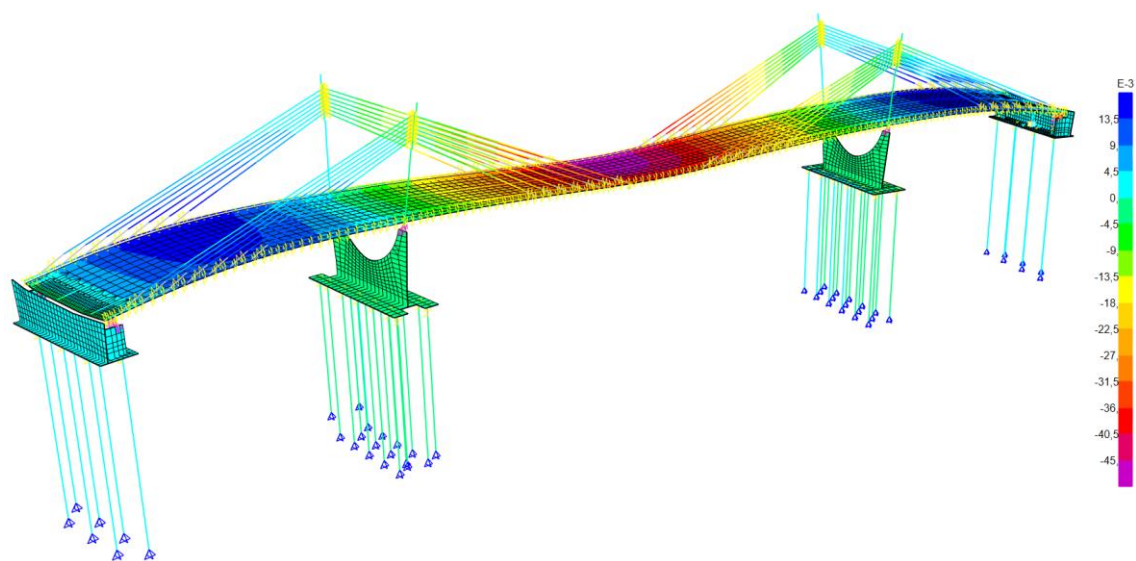
Obr. 161 Schéma umístění budiče v příčném směru [7]

### 6.1.3.2 Porovnání vlastních tvarů numerického modelu s dynamickou zatěžovací zkouškou

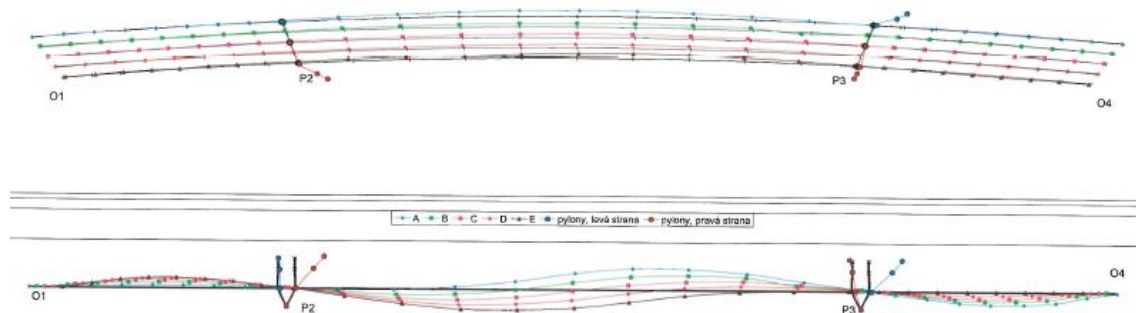
Porovnání pomocí koeficientu korelace modální analýzy MAC nebylo možné. Přesná poloha měřených bodů při dynamické zatěžovací zkoušce nebyla známá. Vlastní tvary byly porovnány pouze vizuálně.



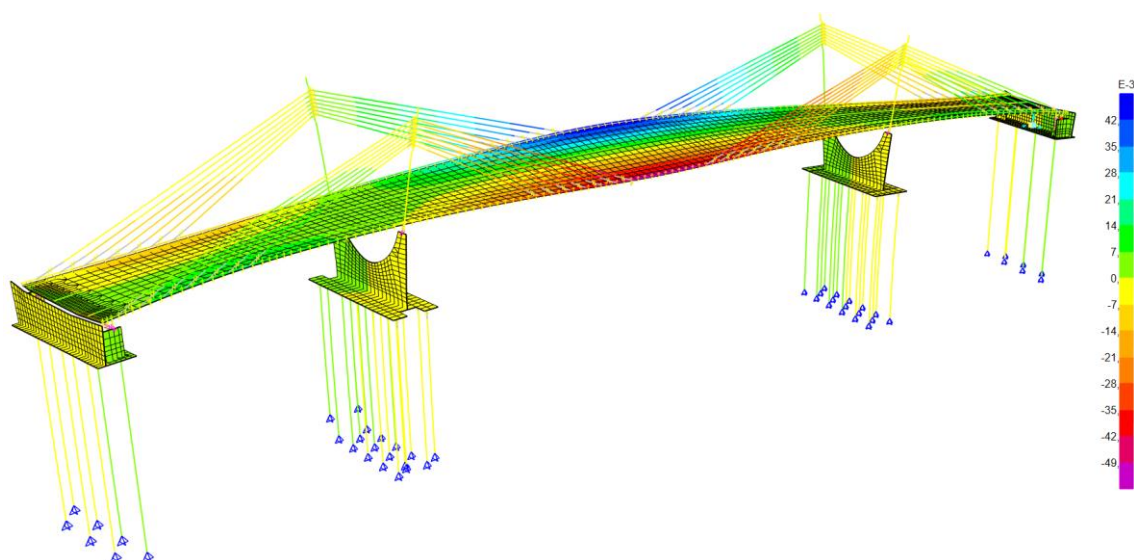
Obr. 162 Tvar kmitání při buzení o frekvenci 1,400 Hz – 1. ohybový [7]



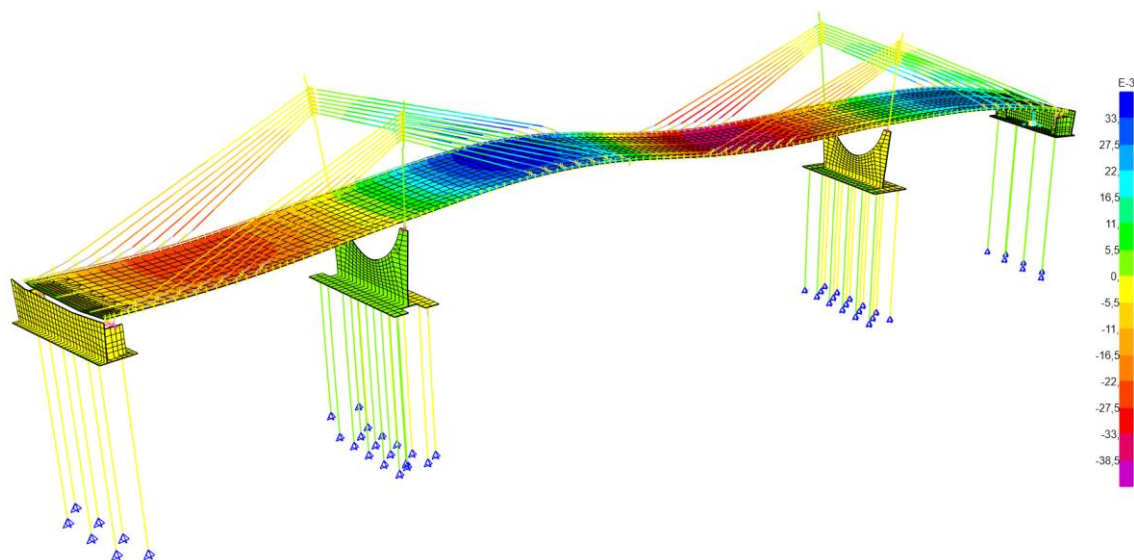
Obr. 163 1. vlastní tvar kmitání  $f_1=1,4492$  Hz – 1. ohybový



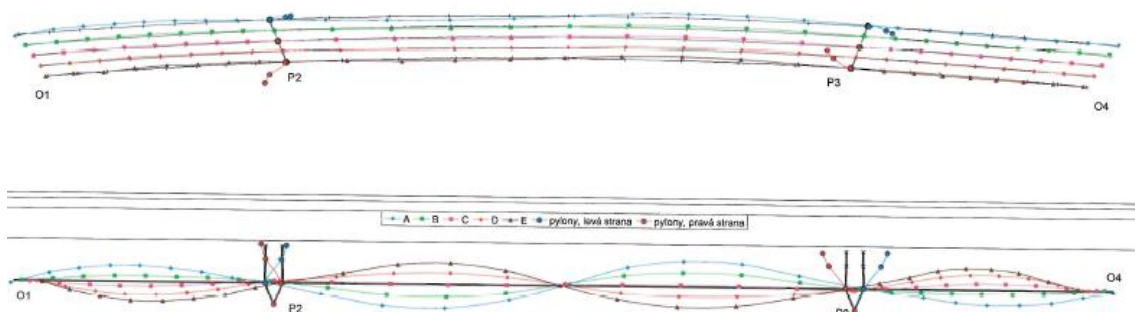
Obr. 164 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 2,115 Hz – ohybově krouživý [7]



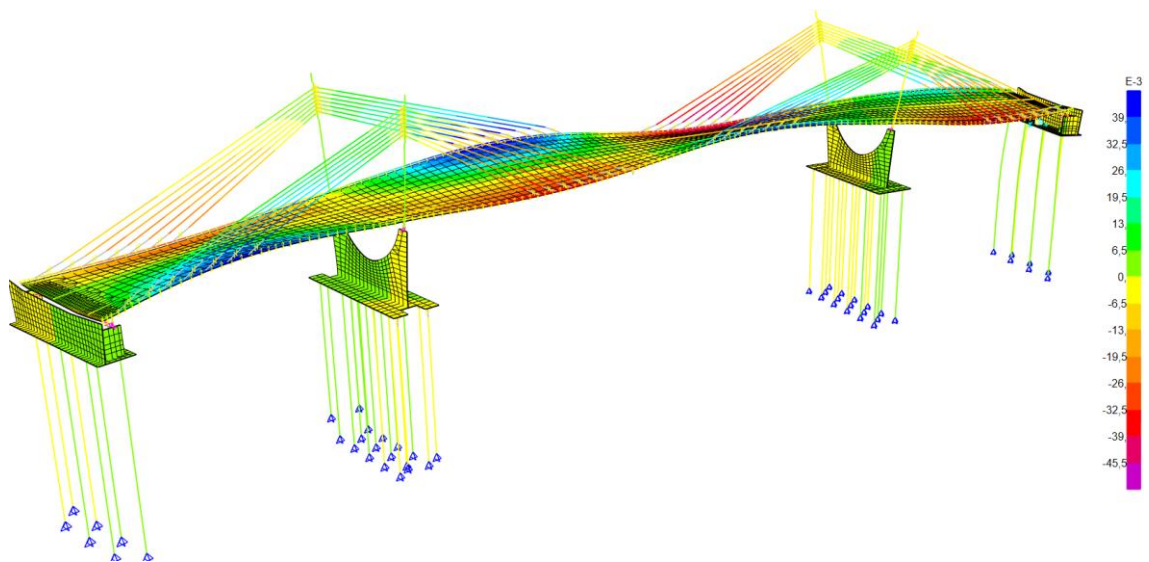
Obr. 165 3. vlastní tvar kmitání  $f_3=2,1978$  Hz – 1. krouživý



Obr. 166 4. vlastní tvar kmitání  $f_4=2,2103$  Hz – 2. ohybový



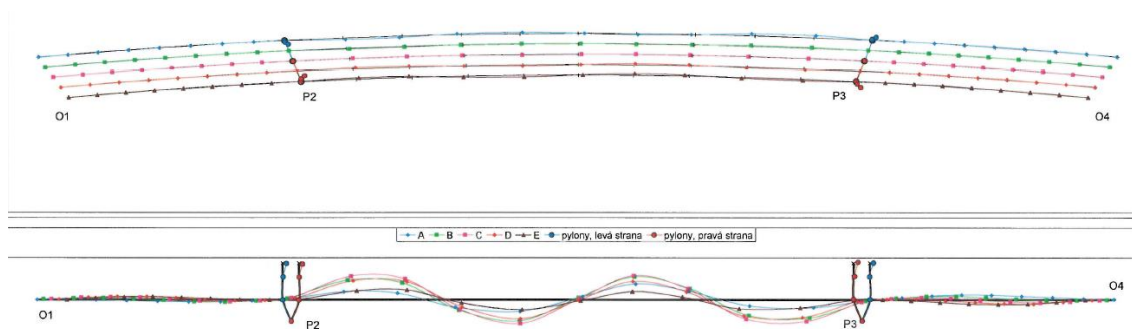
Obr. 167 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 3,770 Hz – 2. krouťivý [7]



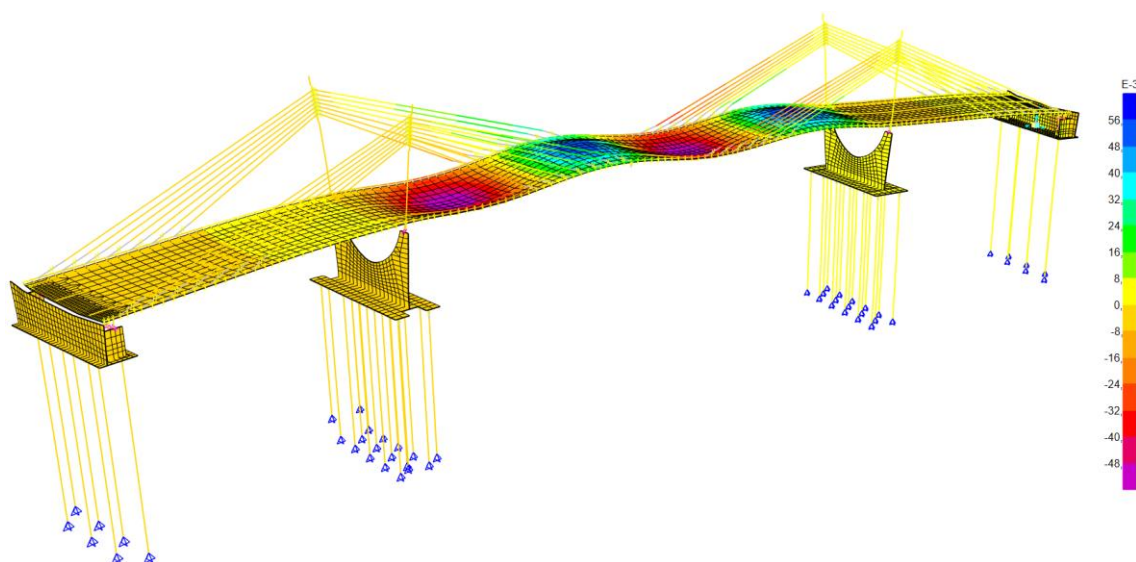
Obr. 168 15. vlastní tvar kmitání  $f_{15}=3,7128$  Hz – 2. krouťivý



## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

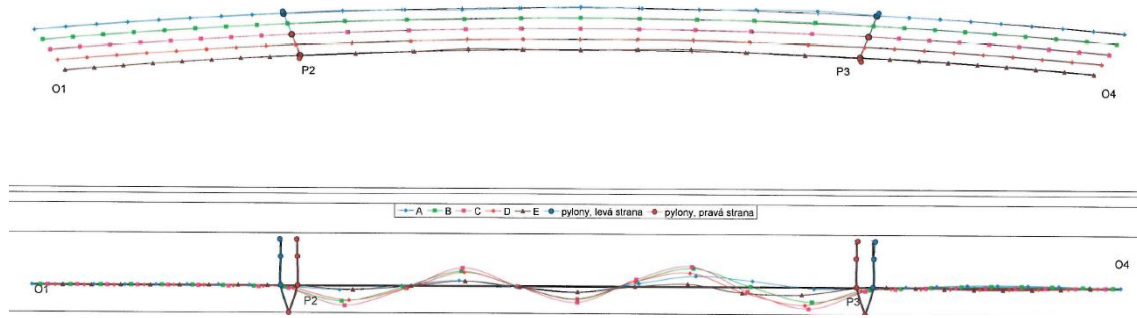


Obr. 169 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 5,682 Hz – 4. ohybový [7]

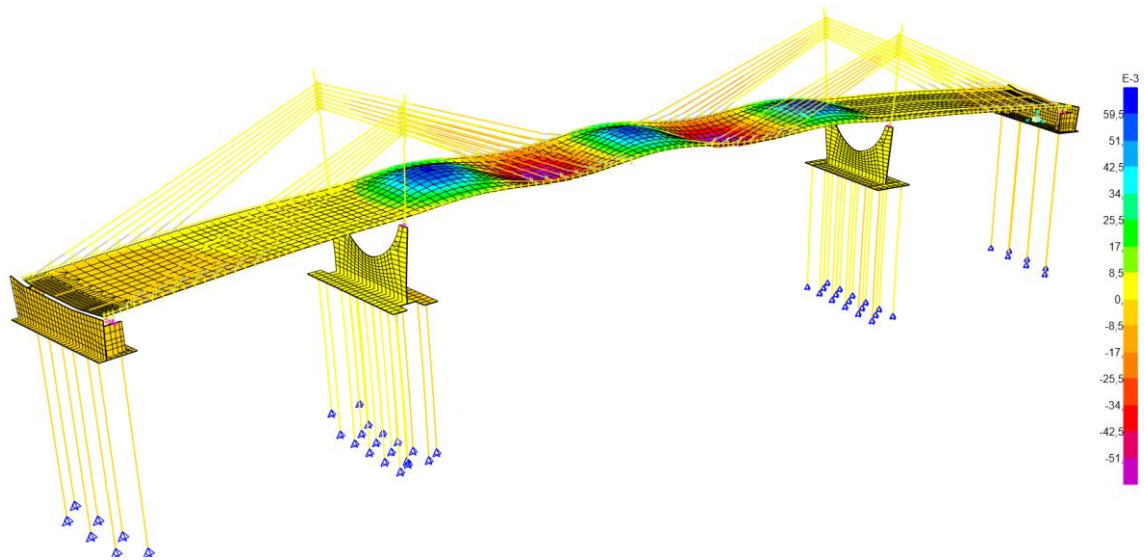


Obr. 170 22. vlastní tvar  $f_{22}=5,4160$  Hz – 4. ohybový

# Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

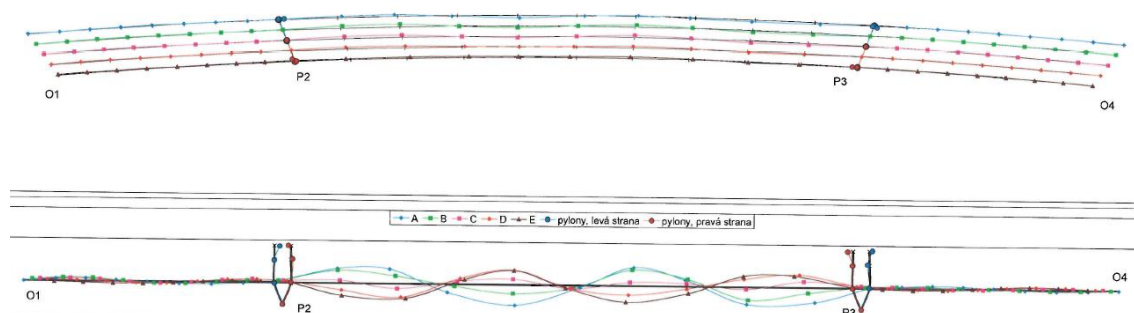


Obr. 171 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 7,230 Hz – 5. ohybový [7]

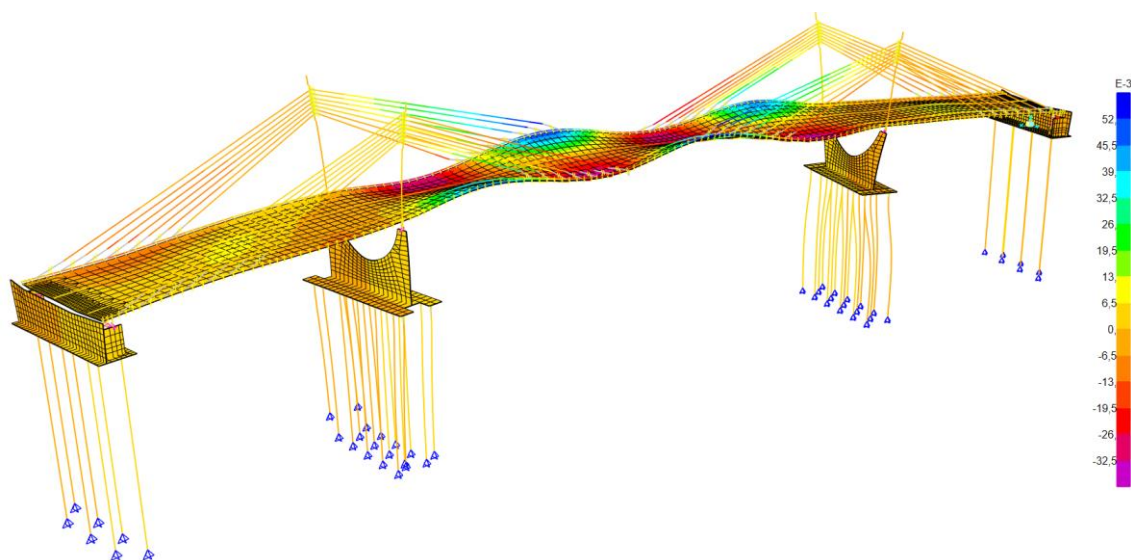


Obr. 172 28. vlastní tvar  $f_{28}=6,8828$  Hz – 5. ohybový

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

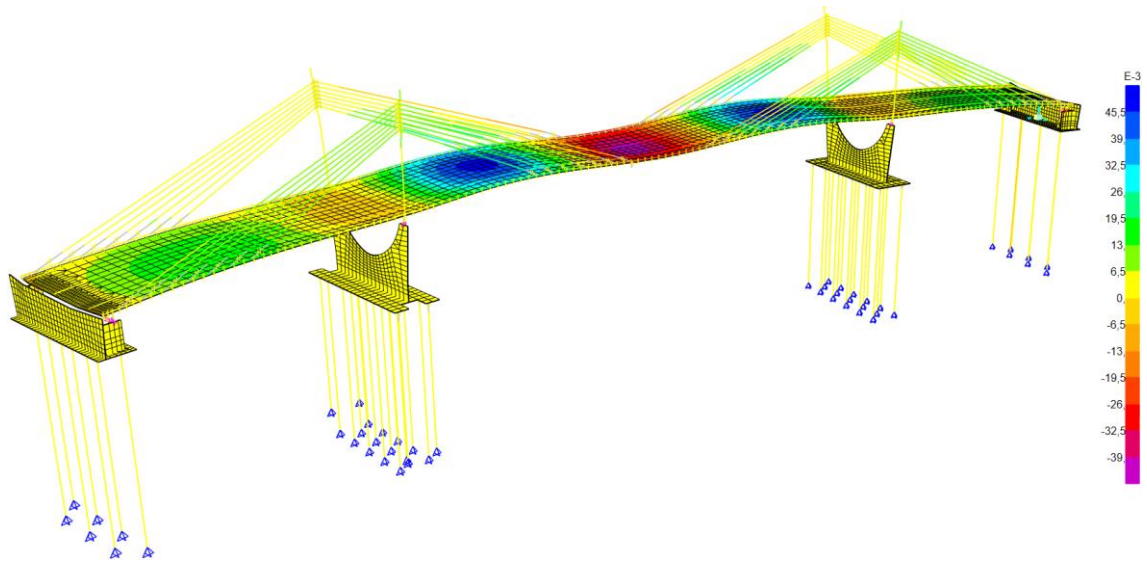


Obr. 173 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 9,470 Hz – 4. krouživý [7]

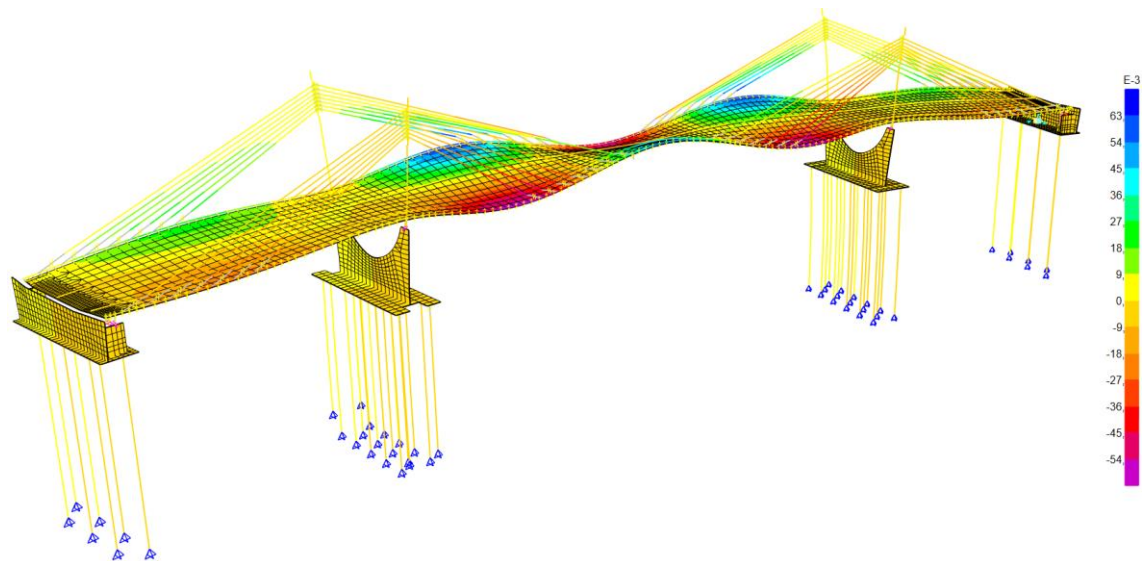


Obr. 174 36. vlastní tvar  $f_{36}=9,4178$  Hz – 4. krouživý

Při dynamické zatěžovací zkoušce nebyl vybuzen 3. ohybový a 3. kroutivý vlastní tvar.



Obr. 175 17.vlastní tvar kmitání  $f_{17}=3,9983$  Hz – 3. ohybový



Obr. 176 27. vlastní tvar  $f_{27}=6,6126$  Hz – 3. kroutivý

### 6.1.3.3 Porovnání výsledků dynamické zkoušky a numerického modelu

Porovnání výsledků bylo provedeno na základě vizuální shody vlastních tvarů. Pro daný vlastní tvar byly následně porovnány příslušné vlastní frekvence. Z výsledků numerického modelu vychází velmi podobné vlastní frekvence pro 1. krouťivý a 1. ohybový vlastní tvar. Při dynamické zkoušce byla vybudena kombinace těchto dvou tvarů. Při dynamické zkoušce se nepodařilo vybudit 3. ohybový a 3. krouťivý tvar. To souvisí pravděpodobně s umístěním budiče, který se nachází velmi blízko uzlu kmitání daných tvarů. Nejhorší shody bylo dosaženo u 5. ohybového tvaru. Při porovnání výsledků dynamické zkoušky a numerického modelu je dosaženo velmi dobré shody.

Tab. 79 Porovnání výsledků SZZ a numerického modelu [7]

Označení vlastní tvaru	Srovnání vlastních frekvencí [Hz]		Rozdíl	
	Dynamická zatěžovací zkouška	Numerický model	$\Delta f$ [Hz]	Odchylka [%]
1. ohybový	1,4000	1,4492	-0,0492	3,51%
1. krouťivý	2,1150	2,1978	-0,0828	3,91%
2. ohybový		2,2103	-0,0953	4,51%
2. krouťivý	3,7700	3,7128	0,0572	1,52%
3. ohybový	-	3,9983	-	-
4. ohybový	5,6820	5,4160	0,2660	4,68%
3. krouťivý	-	6,6126	-	-
5. ohybový	7,2300	6,8828	0,3472	4,80%
4. krouťivý	9,4700	9,4178	0,0522	0,55%
			<b>Průměrná odchylka</b>	<b>3,36%</b>

### 6.2 Verifikace modelu současného mostu

Model současného mostu byl verifikován na základě provedeného experimentálního měření. Výsledky byly porovnávány na základě:

- statické zatěžovací zkoušky
- stanovení sil v závěsech pomocí frekvenční metody.

Výchozí validovaný model dokončeného mostu byl pouze podroben časové analýze. Parametry modelu tedy nebyly měněny ani upravovány. Cílem verifikace bylo porovnat a zhodnotit výsledky modelu a současné konstrukce.

#### 6.2.1 Statická zatěžovací zkouška provedená během experimentu

Podrobnosti o statické zatěžovací zkoušce jsou uvedeny v kapitole 4.2

##### 6.2.1.1 Numerický model

Výpočet jednotlivých účinků zatížení byl proveden na modelu současného mostu, který vycházel z validovaného modelu dokončené konstrukce. V modelu byly zohledněny fáze výstavby a reologické účinky betonu v čase. Výpočet byl proveden geometricky nelineárně. Zatížení bylo aplikováno na výchozí tuhost konstrukce současného mostu. Schéma zatěžovacích stavů a zatížení jednotlivých vozidel je uvedeno v kapitole 5.7.9..

##### 6.2.1.2 Porovnání průhybů statické zatěžovací zkoušky a numerického modelu

Při vyhodnocování výsledků statické zatěžovací zkoušky byly preferovány naměřené hodnoty snímači dráhy z důvodu vyšší přesnosti. V hlavním poli byl průhyb mostovky sledován pouze geodeticky. Nejvyšší neshoda mezi průhyby byla zjištěna u zatěžovacího stavu ZS4 v hlavním poli, kde se hodnota průhybu na levém nosníku liší až o 4,5 mm. U zatěžovacího stavu ZS3 je tento rozdíl pouze 1,5 mm. Lze tedy uvažovat, zda se nejedná pouze o chybu při geodetickém odečtení. Ostatní hodnoty průhybů dosahují velmi dobré shody pohybující se v průměru do 1 mm. Globální chování konstrukce není ovlivněno poškozením koncových táhel.

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 80 Porovnání výsledků SZZ-ZS1, ZS6 a numerického modelu [11]

Zatěžovací stav ZS1								
Označení				Pružný průhyb měření		Průhyb model	Rozdíl	
Poloha	Prvek	Označení snímače dráhy	Geodetický bod	Snímač dráhy	Geodet.		$\Delta$ průhyb	Odchylka
				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
Krajní pole	Levý nosník	US31	L8	10,40	9,70	10,33	-0,07	0,66%
	Pravý nosník	US33	P8	9,55	8,10	8,68	-0,87	9,07%
	Střed příčniku	US32	-	15,25	-	14,43	-0,82	5,40%
Koncový příčník	Střed příčniku	UOP4S	-	9,56	-	10,45	0,89	9,34%
							<b>Průměrná odchylka</b>	<b>6,1%</b>
Zatěžovací stav ZS6								
Označení				Pružný průhyb měření		Průhyb model	Rozdíl	
Poloha	Prvek	Označení snímače dráhy	Geodetický bod	Snímač dráhy	Geodet.		$\Delta$ průhyb	Odchylka
				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
Krajní pole	Levý nosník	US31	L8	10,17	7,80	10,33	0,16	1,58%
	Pravý nosník	US33	P8	9,29	6,70	8,68	-0,61	6,52%
	Střed příčniku	US32	-	15,15	-	14,43	-0,72	4,78%
Koncový příčník	Střed příčniku	UOP4S	-	9,73	-	10,45	0,72	7,43%
							<b>Průměrná odchylka</b>	<b>5,1%</b>

Tab. 81 Porovnání výsledků SZZ-ZS2, ZS5 a numerického modelu [11]

Zatěžovací stav ZS2								
Označení				Pružný průhyb měření		Průhyb model	Rozdíl	
Poloha	Prvek	Označení snímače dráhy	Geodetický bod	Snímač dráhy	Geodet.		$\Delta$ průhyb	Odchylka
				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
Hlavní pole	Levý nosník	-	L5	-	-11,90	-10,37	1,53	12,87%
	Pravý nosník	-	P5	-	-10,20	-9,04	1,16	11,36%
Krajní pole	Levý nosník	US31	L8	22,76	22,10	23,06	0,30	1,32%
	Pravý nosník	US33	P8	19,47	18,80	18,87	-0,60	3,08%
	Střed příčniku	US32	-	28,85	-	29,26	0,41	1,40%
							<b>Průměrná odchylka</b>	<b>6,0%</b>
Zatěžovací stav ZS5								
Označení				Pružný průhyb měření		Průhyb model	Rozdíl	
Poloha	Prvek	Označení snímače dráhy	Geodetický bod	Snímač dráhy	Geodet.		$\Delta$ průhyb	Odchylka
				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
Hlavní pole	Levý nosník	-	L5	-	-10,50	-10,37	0,13	1,26%
	Pravý nosník	-	P5	-	-9,30	-9,04	0,26	2,78%
Krajní pole	Levý nosník	US31	L8	22,28	21,70	23,06	0,78	3,51%
	Pravý nosník	US33	P8	19,19	18,50	18,87	-0,32	1,67%
	Střed příčniku	US32	-	28,72	-	29,26	0,54	1,86%
							<b>Průměrná odchylka</b>	<b>2,2%</b>

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 82 Porovnání výsledků SZZ-ZS3, ZS4 a numerického modelu [11]

Zatěžovací stav ZS3								
Označení				Pružný průhyb měření		Průhyb model	Rozdíl	
Poloha	Prvek	Označení snímače dráhy	Geodetický bod	Struna	Geodeti		Δ průhyb	Odchylka
				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
Hlavní pole	Levý nosník	-	L5	-	50,20	48,79	-1,41	2,82%
	Pravý nosník	-	P5	-	41,50	42,40	0,90	2,17%
Krajní pole	Levý nosník	US31	L8	-12,52	-11,90	-11,77	0,75	5,98%
	Pravý nosník	US33	P8	-9,96	-9,60	-9,64	0,32	3,21%
	Střed příčnicku	US32	-	-10,59	-	-10,32	0,27	2,52%
							Průměrná odchylka	<b>3,3%</b>
Zatěžovací stav ZS4								
Označení				Pružný průhyb měření		Průhyb model	Rozdíl	
Poloha	Prvek	Označení snímače dráhy	Geodetický bod	Snímač dráhy	Geodet.		Δ průhyb	Odchylka
				[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
Hlavní pole	Levý nosník	-	L5	-	53,30	48,79	-4,51	8,47%
	Pravý nosník	-	P5	-	43,20	42,40	-0,80	1,85%
Krajní pole	Levý nosník	US31	L8	-12,98	-14,40	-11,77	1,21	9,31%
	Pravý nosník	US33	P8	-10,26	-9,90	-9,64	0,62	6,04%
	Střed příčnicku	US32	-	-10,92	-	-10,32	0,60	5,47%
							Průměrná odchylka	<b>6,2%</b>

### 6.2.1.3 Porovnání normálových sil u koncových táhel

U koncových táhel bylo možné sledovat 2 stavy. Prvním z nich byl přírůstek normálové síly při zatěžovacím stavu ZS3 a ZS4, který byl měřen pomocí tenzometrů. Nárůst tahové síly stanovené při experimentu a v numerickém modelu je ve velmi dobré shodě. Lze tedy považovat chování táhel v reálném stavu za odpovídající s modelovou situací.

Tab. 83 Porovnání normálových sil u koncových táhel – přírůstek tahové síly ZS3 a ZS4 [11]

Označení		Zatěžovací stav		Numerický model	Rozdíl			
		ZS3-ráno	ZS4-odpoledne		ZS3-ráno a model		ZS4-odpoledne a model	
		Přírůstek tahové síly F	Přírůstek tahové síly F	Přírůstek tahové síly F	Δ F	Odchylka	Δ F	Odchylka
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Táhlo	OP4-L	410,6	399,3	413,0	2,4	0,6%	13,8	3,4%
	OP4-P	367,5	369,3	390,4	23,0	6,3%	21,2	5,7%
					Průměrná odchylka	<b>3,4%</b>	Průměrná odchylka	<b>4,6%</b>



## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Avšak při analýze tahové rezervy u koncových táhel byla zaznamenána velká neshoda. Velikosti rezervy normálových sil se mezi sebou liší až o 65 kN. Na druhou stranu je součet velikostí normálové síly u obou táhel v modelu a experimentu rámcově podobný. Na základě toho lze usuzovat, že během poškozování mohlo dojít k přerozdělení namáhání mezi táhly. U výsledků měření si můžeme také povšimnout, že se velikost tahové síly v průběhu dne mění v závislosti na teplotě. Při oteplení konstrukce byla tahová rezerva výrazně nižší.

Tab. 84 Porovnání normálových sil u koncových táhel – tahová rezerva [11]

Označení		Zatěžovací stav		Numerický model	Rozdíl			
		ZS1-ráno	ZS6-odpoledne		ZS1-ráno a model		ZS6-odpoledne a model	
		Tahová rezerva	Tahová rezerva	Tahová rezerva	$\Delta F$	Odchylka	$\Delta F$	Odchylka
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Táhlo	OP4-L	-214,8	-177,1	-242,9	-28,0	13,1%	-65,8	37,1%
	OP4-P	-306,5	-242,4	-245,9	60,5	19,8%	-3,5	1,5%
				Průměrná odchylka	<b>16,4%</b>	Průměrná odchylka	<b>19,3%</b>	

### 6.2.2 Stanovení sil v závěsech pomocí frekvenční metody

Podrobnosti o provedeného měření jsou uvedeny v kapitole 4.3.

#### 6.2.2.1 Porovnání sil v závěsech

Velikosti normálových sil u vybraných závěsů dosahují velmi dobré shody vzhledem k nejistotě měření. Chyba se pohybuje na hraně přesnosti metody. Metoda EFB s použitím vlastních tvarů a metoda FB dosahuje velmi podobných výsledků jako v numerickém modelu. Na základě toho lze potvrdit závěry experimentálního měření.

Tab. 85 Porovnání sil v závěsech [12]

Označení závěsů				Směr vibrací	Teorie		Numerický model	Rozdíl			
					EFB - dvě f (j) a r (j)	FB		Model a EFB		Model a FB	
Projekt	Experiment	Model	Průměr závěsů		Osová síla F	Osová síla F	Osová síla F	$\Delta F$	Odchylka	$\Delta F$	Odchylka
					[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[%]
15	P01	P2P-7L	M100	Z	772	790,2	856,8	84,8	11,0%	66,6	8,4%
17	P03	P2P-5L	M85	Z	627,2	670,4	637,4	10,2	1,6%	-33,0	-4,9%
19	P05	P2P-3L	M85	Z	670,1	694,5	663,1	-7,0	-1,1%	-31,4	-4,5%
19	P05 SSZ	P2P-3L	M85	Z	724,9	-	790,3	65,4	9,0%	-	-
21	P07	P2P-1L	M85	Z	823,1	844,4	870,0	46,9	5,7%	25,6	3,0%
								Průměrná odchylka	<b>5,7%</b>	Průměrná odchylka	<b>5,2%</b>

### 6.2.3 Dynamické přejezdy souprav vozidel

Součástí analýzy mostu v Bohumíně bylo provedení dynamických přejezdů vozidel na dokončeném mostu a následné porovnání výsledků s experimentálním měřením. Pro analýzu byly vybrány následující stavy:

- sestava 2 vozidel DS-03 a DS-04 rychlostí 5 km/h
- sestava 2 vozidel DS-07 a DS-08 rychlostí 20 km/h
- sestava 2 vozidel DS-09 a DS-10 rychlostí 30 km/h
- sestava 4 vozidel DS-31 a DS-32 rychlostí 30 km/h.

Zatěžovací stavy vždy tvoří dvojici, kde první stav ukazuje vozidla najíždějící na opěru OP4 a druhý stav vozidla sjíždějící z opěry OP4.

#### 6.2.3.1 Numerický model

Výpočetní model zaměřený pro dynamické účinky přejezdů vycházel z modelu dokončeného mostu. Tento model zohledňuje fáze výstavby a reologické změny betonu. Smrštění a dotvarování je zde uvažováno dle ČSN EN 1992-1-1, které bylo uvedeno ve statickém výpočtu. Model byl rozšířen o účinky tlumení konstrukce viz kapitola 5.9. Při nastavování výpočtu bylo nejprve určeno zatížení. Zatížení vozidel a schéma uspořádání pro jednotlivé zatěžovací stavy je uvedeno v kapitole 5.7.9. Pro takto připravené sestavy vozidel umístěných do zatěžovacích pruhů zbývalo nastavit diskretizaci zatížení. Diskretizace zatížení byla zvolena v intervalech 0,01s pro dané rychlosti vozidel. Dráha vozidel byla omezena pouze na krajní pole u opěry OP4 z důvodu velké časové náročnosti výpočtu. Zbývalo pouze pro takto připravené zatížení zadat výpočet. Pro výpočet byl využit modul „Time history“, který provádí dynamický výpočet pro zadané pohyblivé zatížení. Výpočet dynamické odezvy byl proveden geometricky nelineárně na „zdeformované“ konstrukci dokončeného mostu se zohledněním P-Delta efektu. Pro výpočet byla zvolena Newmarkova metoda přímé integrace pohybových rovnic s délkou integračního kroku 0,01s. S takto nastavením rozhraním byl proveden výpočet jednotlivých zatěžovacích stavů.

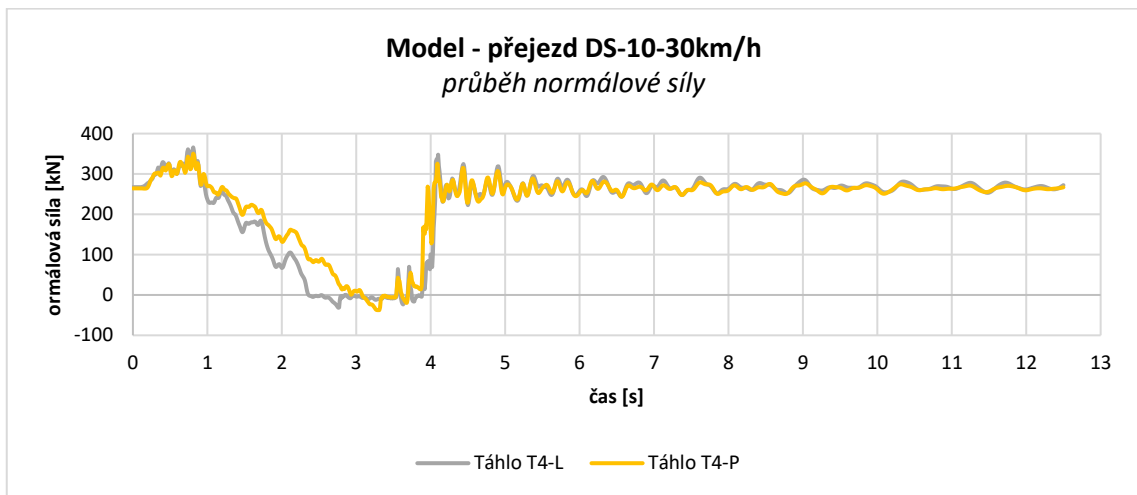
#### 6.2.3.2 Přejezdy sestavou 2 vozidel

Sestava 2 vozidel se skládala z jeřábu a 4nápravové Tatry (7T7). Celková hmotnost obou vozidel byla 96,62 t. V modelu byly přejezdy vozidel provedeny konstantními rychlostmi 5, 20 a 30 km/h. Podrobnosti o jednotlivých vozidlech jsou uvedeny v kapitole 5.7.9. Do diplomové práce byl zvolen zatěžovací stav DS-10. Ostatní výsledky z důvodu podobnosti a velkému rozsahu práce uvedeny nejsou. Výsledné hodnoty jsou následně porovnávány s naměřenými výsledky.

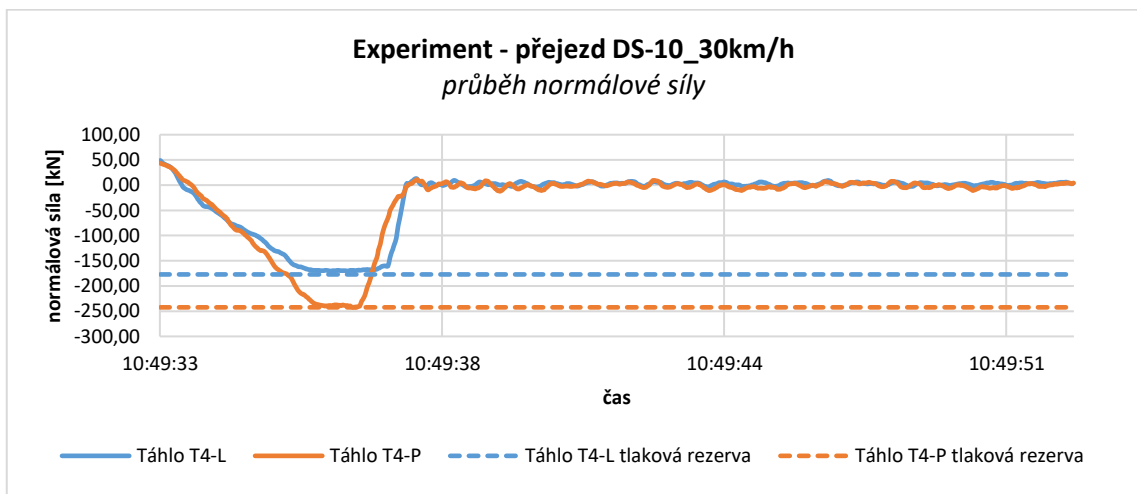
Při přejezdu DS-10 rychlostí 30 km/h bylo zaznamenáno několik zajímavých poznatků. Při přejezdu došlo k odlehčení koncových táhel při experimentu i v numerickém modelu. V tomto okamžiku most dosedá na ložiska a svislé zatížení je přenášeno pouze ložisky. Dle toho se lze domnívat, že odlehčování táhel mohlo nastat i

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

u dokončené konstrukce. Dále byla sledována dynamická odezva pohyblivého zatížení. Z výsledků numerického modelu vychází dynamický součinitel konzervativně vyšší. Hodnota dynamického součinitele dosahuje maximálně 10 % (viz. Obr. 177). Z výsledků experimentu je hodnota dynamického součinitele velmi malá (viz Obr. 178). Dynamický součinitel je dle měření zanedbatelný. Rozdíly mezi výsledky modelu a experimentu mohou být způsobeny více faktory. Jedním z nich může být pohled na samotné vozidlo, které je v modelu uvažováno pouze jako soustava bodových sil. Ve skutečnosti však dochází k částečnému tlumení pomocí pneumatik a tlumičů vozidla. Při odlehčení je v modelu vidět okamžitý nárůst normálové síly (ráz). U experimentu je tento nárůst mírnější. Rozdíl může být ovlivněn třením v čepu, které částečně zpomaluje jev.



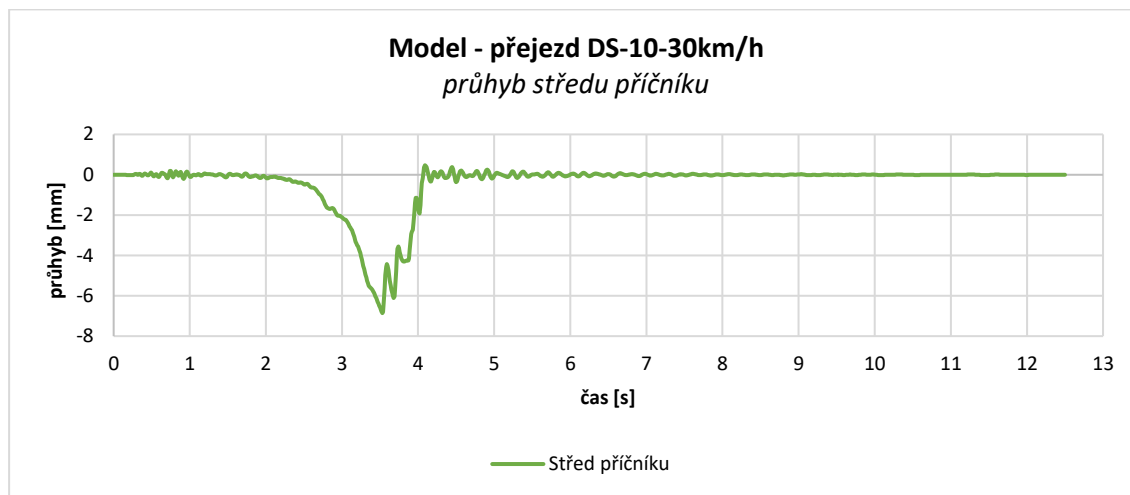
Obr. 177 Model – přejezd DS-10-30 km/h – průběh normálové síly koncových táhlech



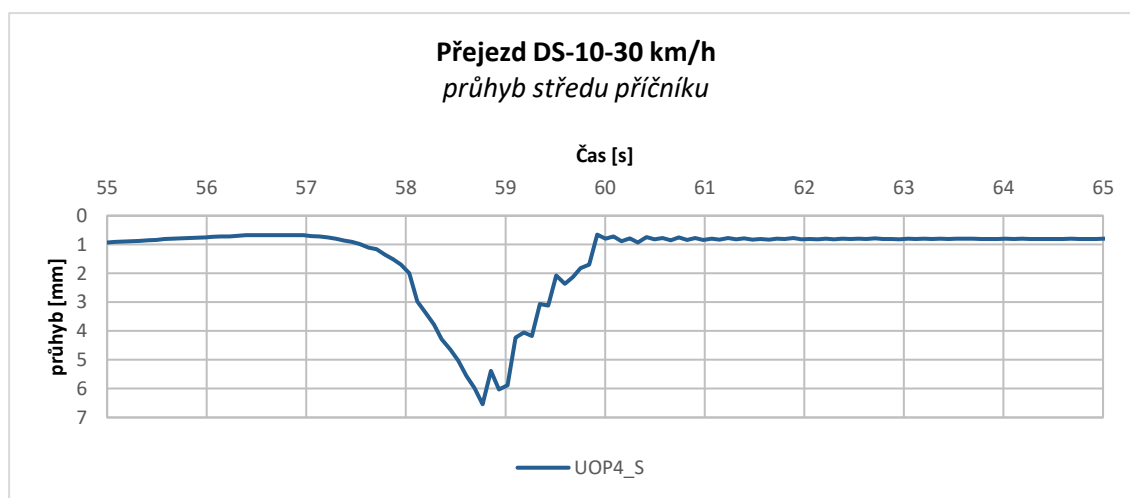
Obr. 178 Experiment – přejezd DS-10-30 km/h – průběh normálové síly koncových táhlech

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Dále bylo možné porovnat průhyb koncového příčnicku. Z výsledků modelu a experimentu byla zaznamenána velmi dobrá shoda. Průhyb středu příčnicku vychází okolo 6,5 mm.



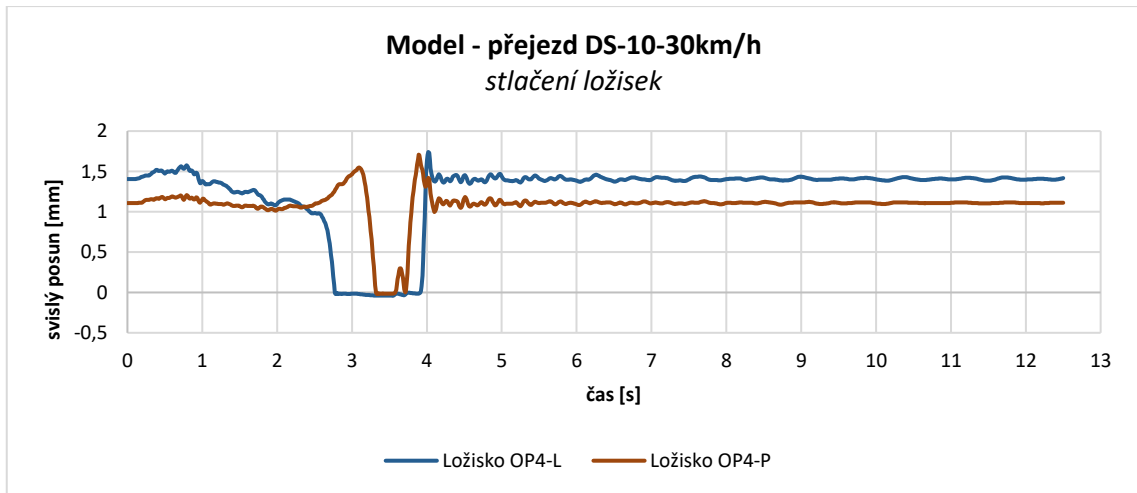
Obr. 179 Model – přejezd DS-10-30 km/h – průhyb středu koncového příčnicku



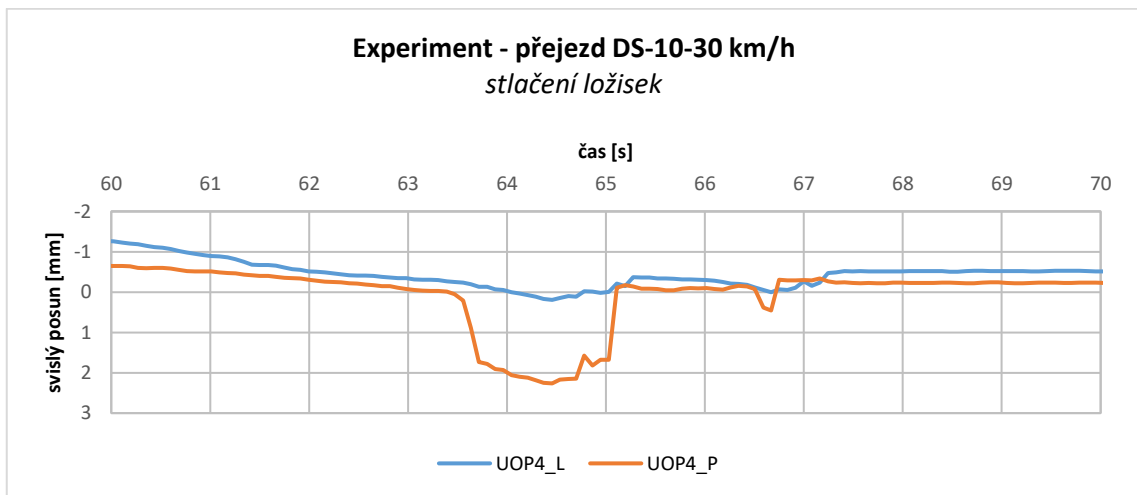
Obr. 180 Experiment – přejezd DS-10-30 km/h – průhyb středu koncového příčnicku

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Při přejezdech bylo sledováno i stlačení ložisek. Z výsledků je patrné, že vůle v ložiscích existovaly již po dokončení konstrukce. Velikost vůlí se pohybovala okolo 1 mm pro levé ložisko a 1,5 mm pro pravé ložisko. Při přejezdu v modelu dochází k výraznějšímu dosednutí na levé ložisko. Na pravé ložisko konstrukce dosedá později. Po přejetí je možné sledovat volné kmitání konce konstrukce. Oproti tomu při experimentu dosahuje stlačení ložisek na pravé straně velikosti 3,5 mm a na levé okolo 0,5 mm, což odpovídá výsledkům ze statické zatěžovací zkoušky uvedené v kapitole 4.2.4. Neshoda mezi výsledky je očekávatelná, protože ložiska byla opravována.



Obr. 181 Model – přejezd DS-10-30 km/h – stlačení ložisek

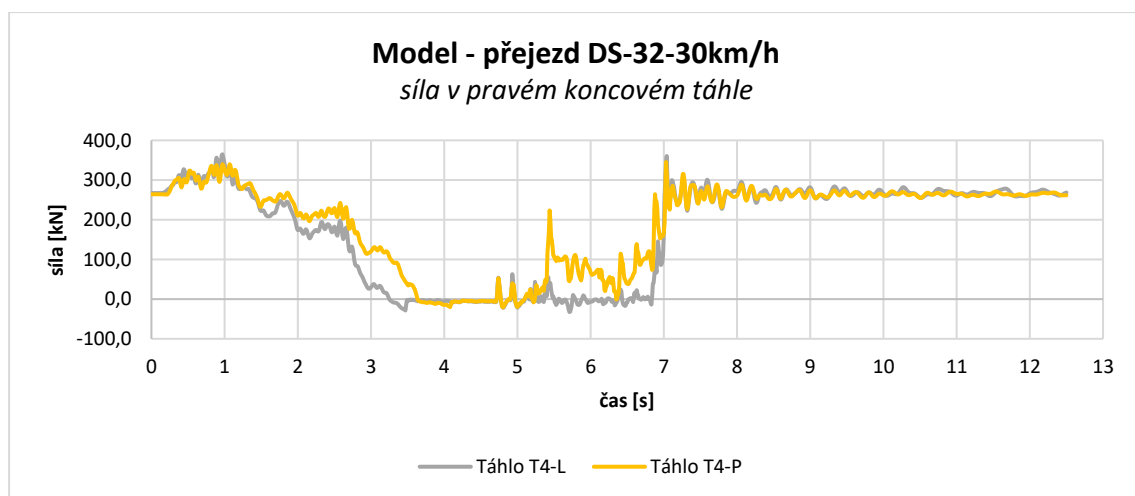


Obr. 182 Experiment – přejezd DS-10-30 km/h – stlačení ložisek

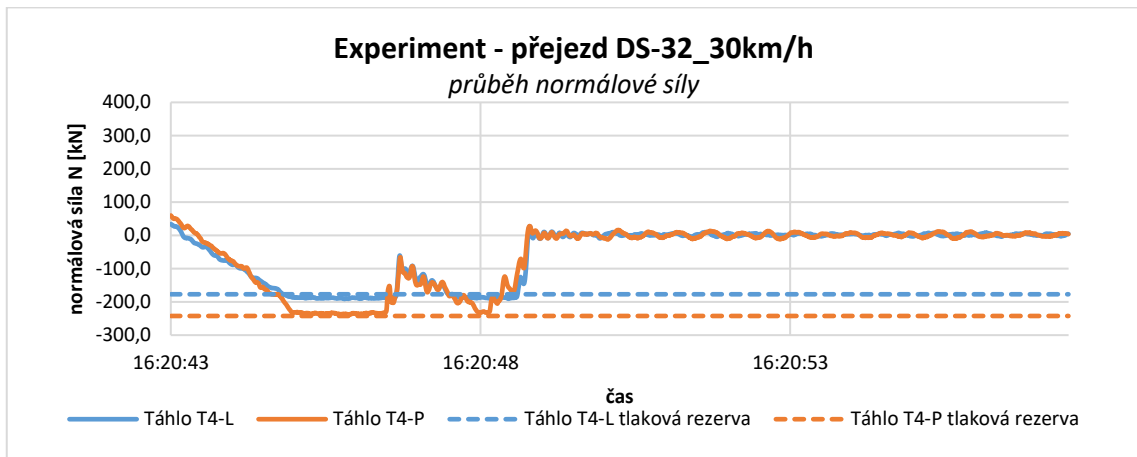
### 6.2.3.3 Sestava 4 vozidel

Sestava 4 vozidel se skládala z jeřábu, 4nápravové tetry (7T7) a dvou 4nápravových Kamazů. Celková hmotnost vozidel byla 165,0 t. V modelu byly provedeny dva přejezdy konstantní rychlostí o velikosti 30 km/h. Podrobnosti o jednotlivých vozidlech jsou uvedeny v kapitole 5.7.9. Do diplomové práce byl vybrán zatěžovací stav DS-32 rychlostí 30 km/h. Ostatní výsledky z důvodu podobnosti a velkému rozsahu práce uvedeny nejsou.

Při přejezdu DS-32 rychlostí 30 km/h sestavou 4 vozidel došlo také k odlehčení koncových táhel. Z průběhu normálové síly je vždy vidět, kdy dochází k vyčerpání tahové síly v koncových táhlech. V tomto okamžiku most dosedá na ložiska a svislé zatížení je přenášeno pouze ložisky. U přejezdu byla sledována dynamická odezva pohyblivého zatížení. Z výsledků numerického modelu vychází dynamický součinitel konzervativně vyšší. Hodnota dynamického součinitele dosahuje maximálně 10 % (viz. Obr. 183). Z výsledků experimentu hodnota dynamického součinitele nepřesáhne 5 % (viz Obr. 184). Rozdíl mezi výsledky modelu a experimentu mohou být způsobeny více faktory. Jedním z nich může být samotné vozidlo, které je v modelu uvažováno pouze jako soustava bodových sil. Ve skutečnosti dochází k částečnému tlumení pomocí pneumatik a tlumičů vozidla. Při odlehčení je v modelu vidět okamžitý nárůst normálové síly (ráz). U experimentu je tento nárůst mírnější. Rozdíl může být ovlivněn třením v čepu, které částečně zpomaluje jev.

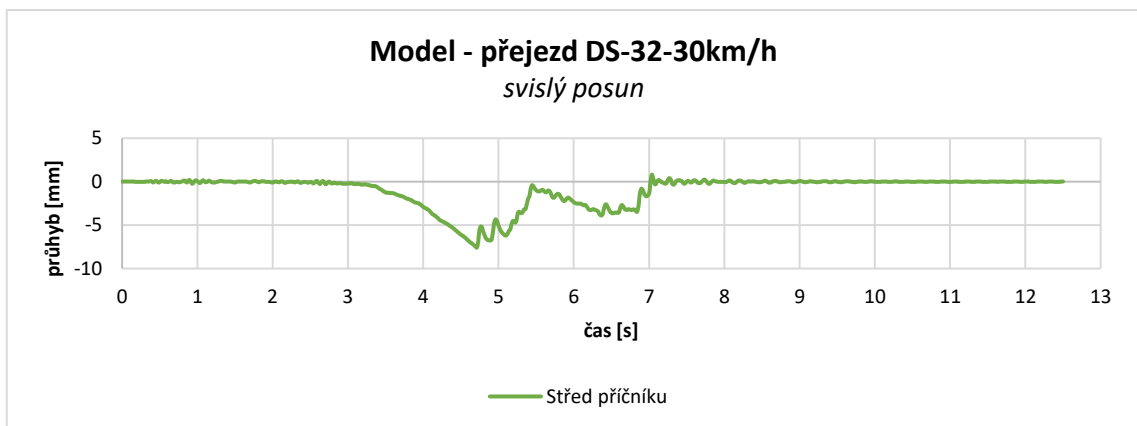


Obr. 183 Model – přejezd DS-32-30 km/h – průběh normálové síly v koncových táhlech

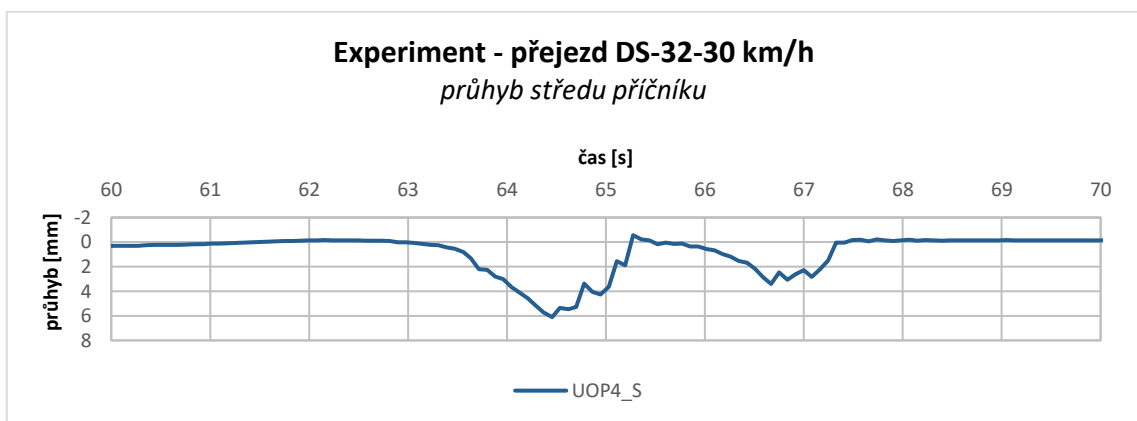


Obr. 184 Experiment – přejezd DS-32-30 km/h – průběh normálové síly v koncových táhlech

Dále byl porovnán průhyb koncového příčnicku. Z výsledků modelu a experimentu je patrný přejezd první a druhé dvojice vozidel. Výsledky modelu a experimentu jsou ve velmi dobré shodě. U první dvojice vozidel byl zaznamenán maximální průhyb 7 mm. Druhá dvojice vozidel měla nižší hmotnost, a proto průhyb dosahuje hodnoty maximálně 3 mm.



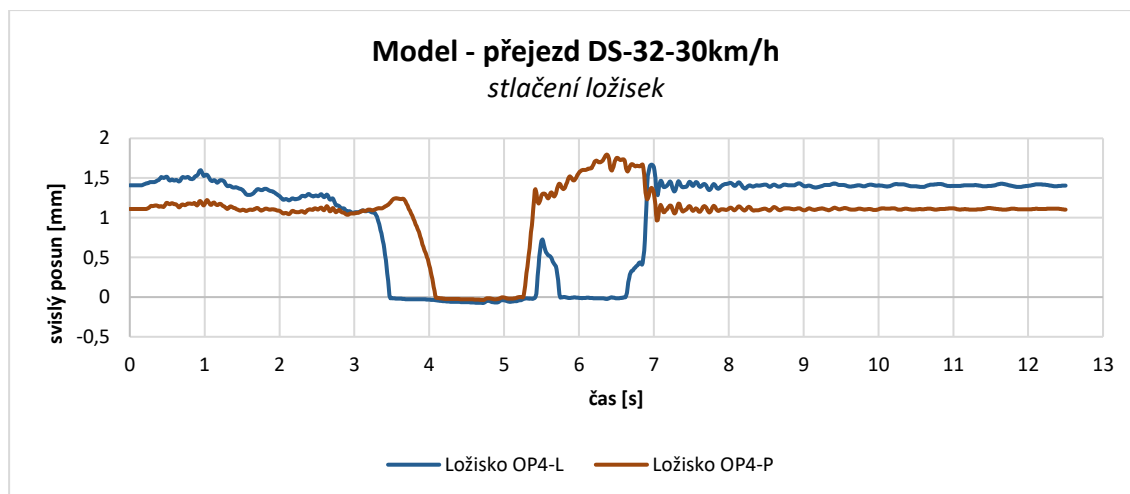
Obr. 185 Model – přejezd DS-32-30 km/h – průhyb středu koncového příčnicku



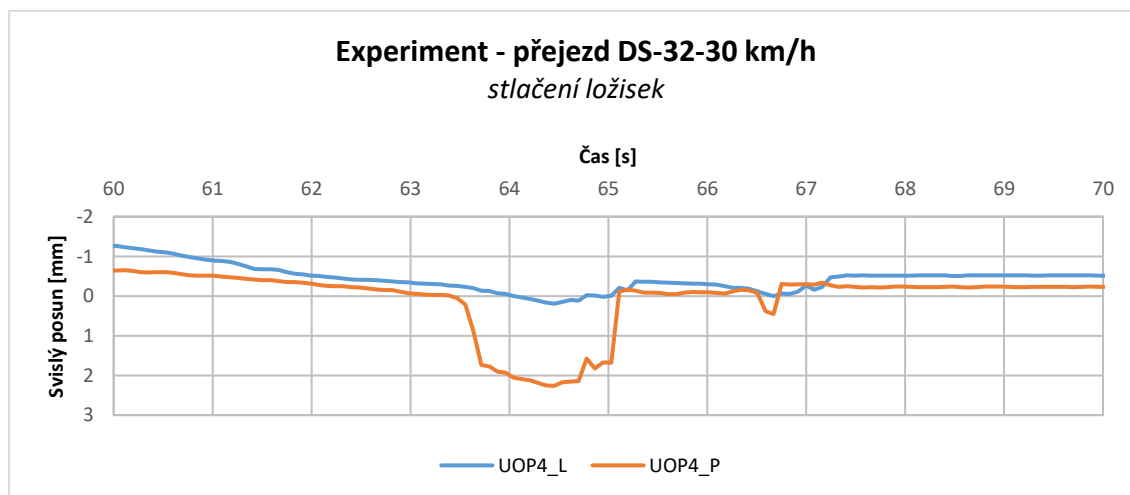
Obr. 186 Experiment – přejezd DS-32-30 km/h – průhyb středu koncového příčnicku

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Při přejezdech bylo sledováno i stlačení ložisek. Z výsledků je patrné, že vůle v ložiscích existovaly již po dokončení konstrukce. Velikost vůlí dosahovala hodnot do 1 mm pro levé ložisko a 1,5 mm pro pravé ložisko. Při přejezdu v modelu dochází k výraznějšímu dosednutí na levé ložisko. Na pravé ložisko konstrukce dosedá později. Oproti tomu při experimentu dosahuje stlačení ložisek na pravé straně velikosti 2,2 mm a na levé okolo 0,5 mm. Poslední přejezd byl prováděn již na chladnější konstrukci, a to se projevilo i na velikosti vůlí u ložisek. Neshoda mezi výsledky je očekávatelná, protože ložiska byla opravována.



Obr. 187 Model – přejezd DS-32-30 km/h – stlačení ložisek



Obr. 188 Experiment – přejezd DS-32-30 km/h – stlačení ložisek



### 6.3 Shrnutí validace a verifikace modelu

V rámci numerického modelování byla provedena validace modelu dokončené mostní konstrukce. Validace měla za úkol prověřit tuhostní i hmotnostní parametry numerického modelu dokončeného mostu. V rámci validace byly upravovány dílčí parametry numerického modelu pro dosažení požadovaných výsledků. Cílem validace bylo získat funkční model konstrukce mostu, na kterém mohla být provedena parametrická analýza vlivů. Celkově lze zhodnotit, že při provedené validaci bylo dosaženo velmi dobré shody mezi výsledky numerického modelu a výsledky provedeného měření.

Následně byl tento validovaný model podroben časové analýze pro získání modelu současného mostu. Výsledky modelu byly verifikovány s výsledky námi provedeného experimentálního měření. Cílem bylo zhodnotit, zda se nezměnilo chování konstrukce v důsledku možné poruchy v koncových oblastech. Ověřováno bylo globální chování celé konstrukce pomocí zjištěných průhybů při statické zatěžovací zkoušce. Dále bylo porovnáváno namáhání dílčích prvků. U koncových táhel byla sledována celková velikost tahové rezervy a také velikost přírůstku tahové síly v důsledku zatížení v hlavním poli. Porovnány byly také velikosti normálových sil u závěsů. Celkově lze považovat verifikaci modelu současného mostu za velmi přínosnou. Z globálního hlediska konstrukce vykazuje očekávanou odezvu. Shoda mezi dosaženými a teoretickými průhyby je velmi solidní.

U závěsů nedošlo k přerozdělení namáhání v důsledku možné poruchy u koncových táhel. Shoda velikosti normálové síly mezi experimentem a modelem je na dobré úrovni i přes nejistoty samotného měření.

Další ověřovanou oblastí byla koncová táhla, kde pro rezervu tahové síly vychází velká neshoda. Pokud vezmeme v úvahu celkovou velikost síly obou táhel z modelu a z experimentu, je tato síla v rámcové shodě. Na základě toho lze usuzovat, že velikost působícího stálého zatížení je odpovídající. Můžeme si také povšimnout, že velikost normálových sil získaných z modelu je u obou táhel podobná oproti výsledkům experimentu, kde je více namáháno pravé táhlo. U táhel pravděpodobně došlo k přerozdělení namáhání v důsledku vnějších vlivů (sedání, poškození apod.). Velikost tahové rezervy je také závislá na teplotních účincích, jak prokázalo vlastní měření. U táhel byl sledován také vliv přírůstku normálové síly v důsledku zatížení středního pole. Dle výsledků experimentu i modelu vychází velikost přírůstku velmi podobná pro obě táhla. Zatížení je tedy rovnoměrně rozneseno mezi obě táhla. Shoda je v tomto případě na velmi dobré úrovni. Z toho lze usuzovat, že globální působení táhel není ovlivněno.

Na závěr byly porovnávány výsledky přejezdů vozidel. Při porovnání přejezdů byly zjištěny zajímavé poznatky. Dle měření velikost dynamického součinitele dosahuje maximálně 5 % pro vybrané stavy. Model přinesl poněkud konzervativnější výsledek součinitele, a to do 10 %. Dále bylo prokázáno, že již na dokončené konstrukci existovaly vůle v ložiscích na opěrách, a při dostatečném zatížení mohlo docházet k dosedání konců konstrukce.

Celkově lze validaci a verifikaci považovat za podstatnou pro následující parametrickou analýzu. Validace přispěla pro získání funkčního modelu dokončené konstrukce, na kterém byla provedena parametrická analýza, jejíž hlavním cílem bylo důsledněji vysvětlit chování konstrukce vedoucí ke vzniklým problémům. Verifikace svým srovnáním ověřila spolehlivost současného mostu a poukázala na možné příčiny. V rámci parametrické analýzy se pokusím zaměřit na vlivy vedoucí k přerozdělení namáhání mezi koncovými táhly.

## 7 Parametrická analýza teplotních účinků

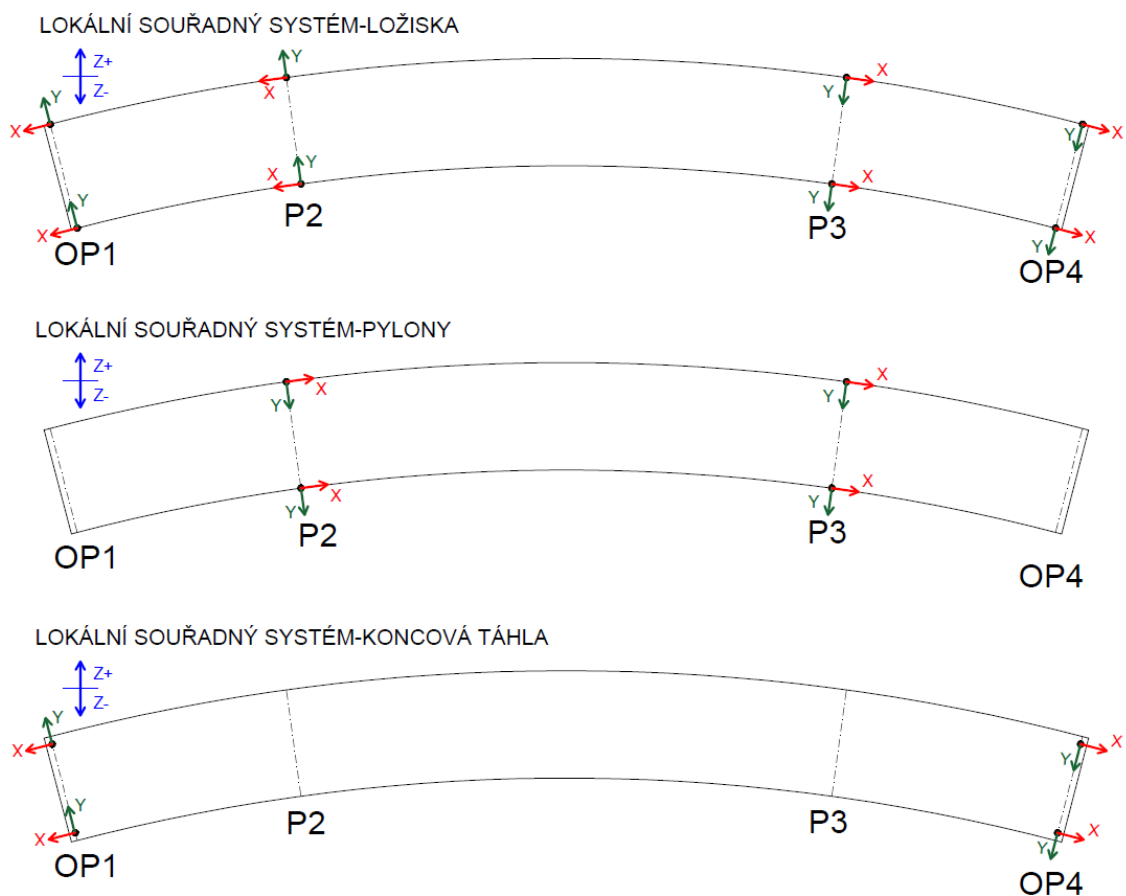
Deformace zavěšených konstrukcí jsou výrazným způsobem ovlivněny teplotními účinky, a proto byla při numerické analýze teplotním účinkům věnována značná pozornost. Cílem bylo interpretovat chování konstrukce při teplotních zatěžovacích stavech. Jedním z podkladů pro stanovení zatěžovacích stavů byl provedený teplotní monitoring, který poukázal na určité skutečnosti týkající se konstrukce. Podrobný popis jednotlivých zatěžovacích stavů je uveden v kapitole 5.7.5.

Výchozím modelem pro analýzu byl zvolen stav po dokončení konstrukce, který v sobě zahrnuje fáze výstavby a reologické změny betonu. Analýza byla tedy zaměřena na chování nového mostu z důvodu odhalení možných následně vzniklých poruch. Smrštění a dotvarování betonu bylo uvažováno výchozí dle ČSN EN 1992-1-1, které bylo uvedeno ve statickém výpočtu. Výpočet probíhal geometricky nelineárně se zahnutím P-Delta efektu. Na výchozí tuhost konstrukce (výchozí zdeformovaný stav) byly aplikovány jednotlivé zatěžovací stavy teplotních účinků.

### 7.1 Výchozí stav dokončeného mostu

#### 7.1.1 Lokální souřadný systém

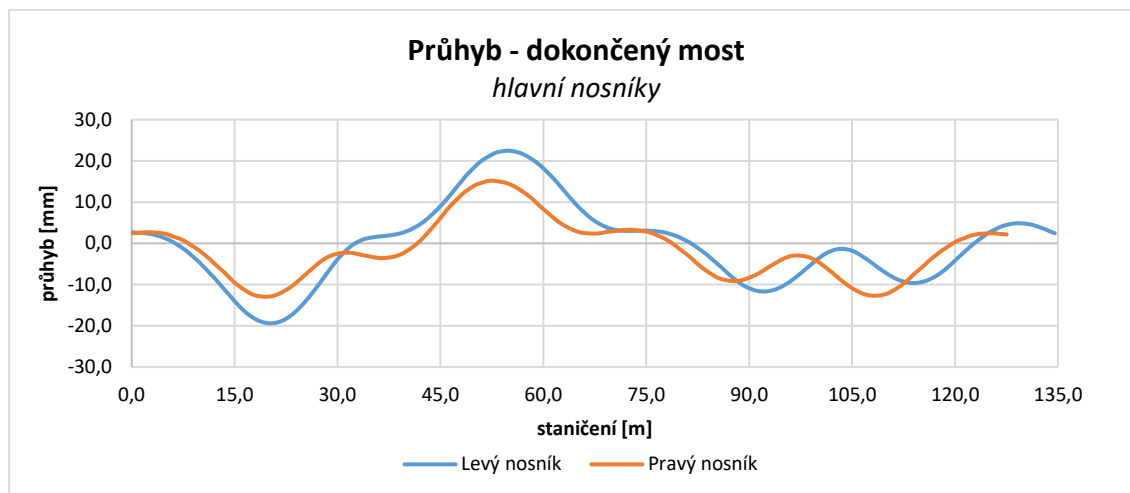
Pro orientaci ve výsledcích jsou zde uvedeny zavedené lokální souřadné systémy.



Obr. 189 Lokální souřadný systém analýzy

### 7.1.2 Průhyb hlavních nosníků

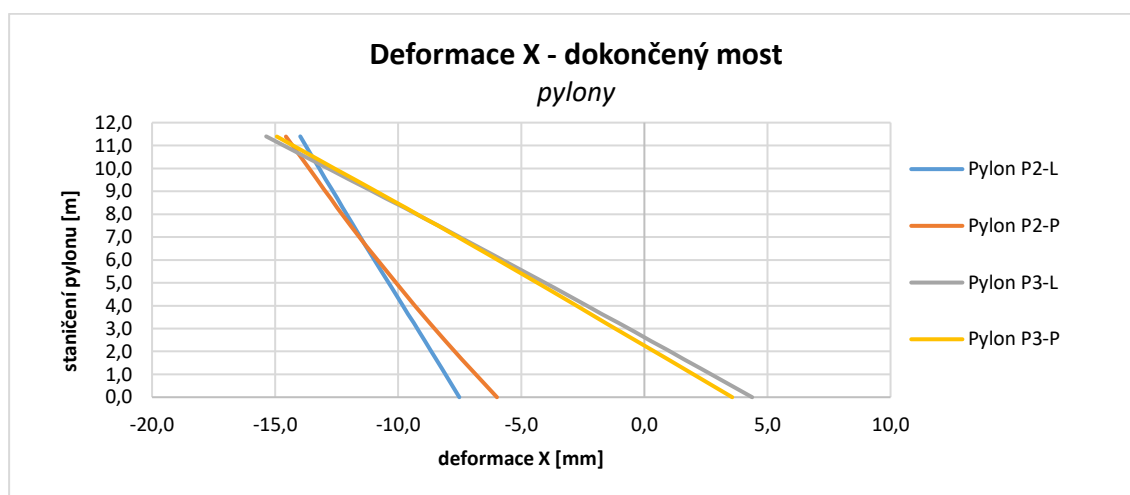
Na Obr. 190 jsou zobrazeny výsledné průhyby hlavních nosníků po dokončení konstrukce. Velikosti průhybu dosahují ve středním poli kladné rezervy v rozmezí 10 až 20 mm. Další vývoj průhybu desky bude ovlivněn reologickými změnami betonu.



Obr. 190 Průhyb hlavních nosníků – dokončený most

### 7.1.3 Deformace pylonů

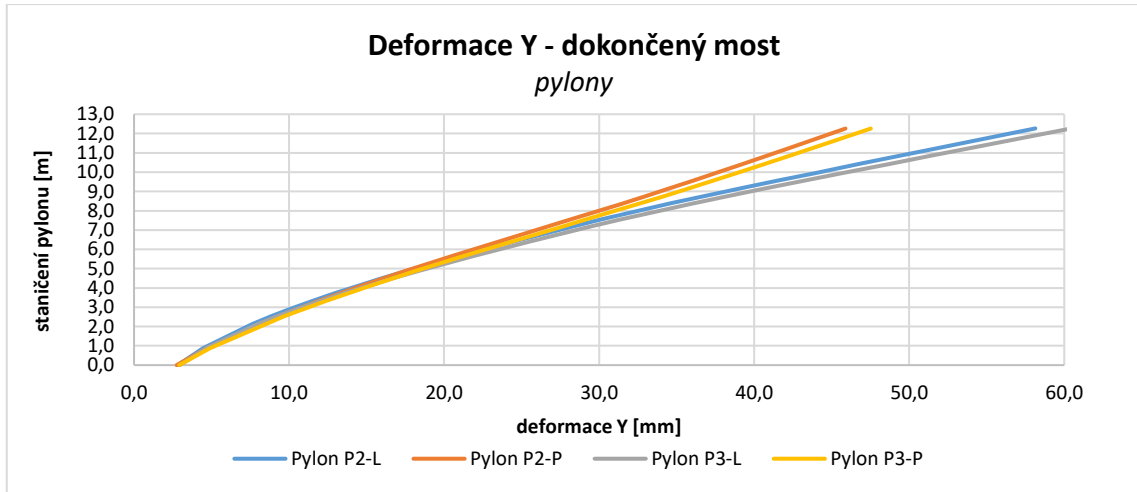
Na Obr. 191 jsou uvedeny výsledné deformace ve směru X pylonů. U pylonu P3 je v patě pylonu vyšší hodnota deformace z důvodu uložení během fáze výstavby (napínání závěsů), kdy na podpěře P3 byla posuvná ložiska ve směru X. Pylony jsou ve výchozím stavu ukloněny stejným směrem vpravo ve směru staničení.



Obr. 191 Deformace X pylony – dokončený most

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

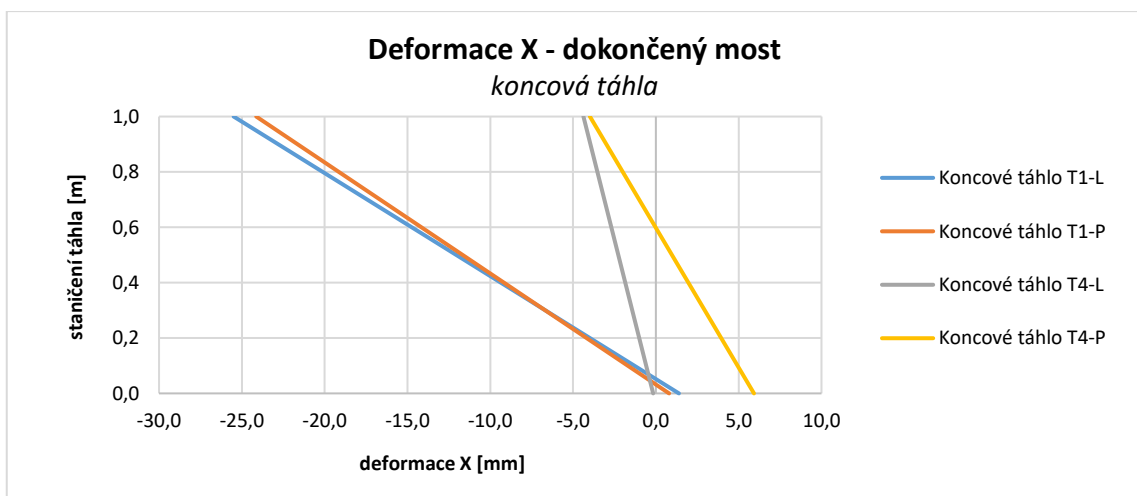
Na Obr. 192 jsou uvedeny výchozí hodnoty deformací ve směru Y pro dokončený most. Pylony jsou ukloněny vpravo ve směru staničení. Levé části pylonů dosahují deformace Y hodnoty 60 mm. Pravé části pylonů dosahují deformace hodnoty 45 mm. Tyto velikosti deformací s rezervou odpovídají hodnotám nadvýšení stanovených v projektové dokumentaci.



Obr. 192 Deformace Y pylony – dokončený most

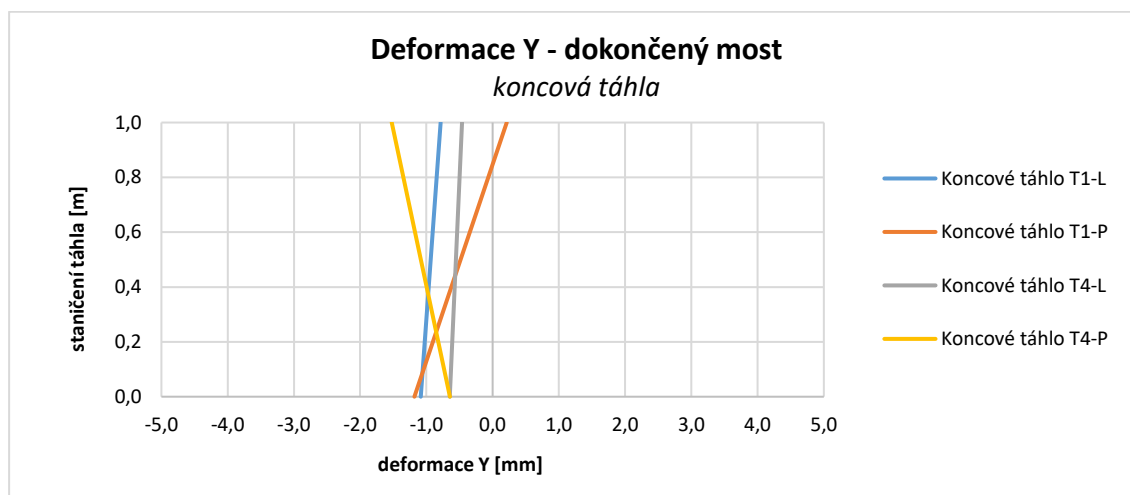
### 7.1.4 Koncová táhla

Deformace ve směru X jsou pro koncová táhla důležitá. Sklon táhel je jedním z faktorů, který ovlivňuje velikost normálové síly. Na Obr. 193 jsou uvedeny výsledné deformace po dokončení mostu. Táhla jsou ukloněna směrem do středu mostu vlivem napínání závěsů a smrštění desky.



Obr. 193 Deformace X koncová táhla – dokončený most

U koncových táhel byl dále zjišťován posun ve směru Y, který může být zajímavý pro celkový charakter namáhání v oblasti čepu. Na Obr. 194 jsou uvedeny výsledky deformace Y u dokončeného mostu. Koncová táhla jsou lehce nakloněna. Rozdíl mezi horním a dolním čepem nepřesahuje 1 mm.



Obr. 194 Deformace Y koncová táhla – dokončený most

## 7.2 Výsledky teplotní parametrické analýzy

Z výsledků numerického modelu byly zpracovány přehledné grafy sledovaných částí konstrukce s jejich změnou pro daný parametr. Analýza byla zaměřena na deformace mostovky, deformace pylonů a chování koncových táhel. V každé kapitole jsou vždy uvedeny pouze výsledky částí konstrukce, která je tímto vlivem přímo ovlivněna. Orientace deformací odpovídá zavedenému lokálnímu souřadnému systému na Obr. 189.

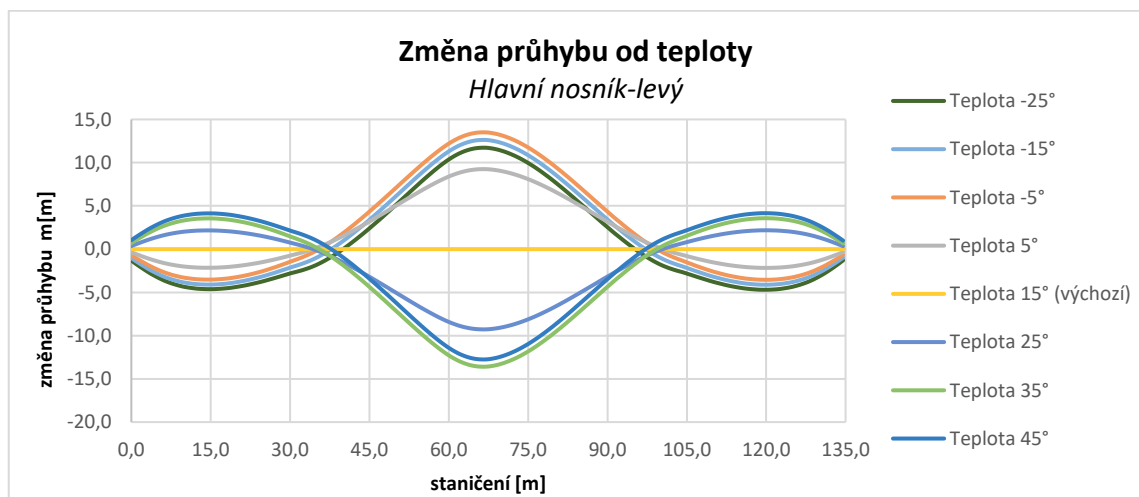
### 7.2.1 Účinky rovnoměrné teploty

Účinky rovnoměrné teploty výrazným způsobem ovlivňují následující části konstrukce:

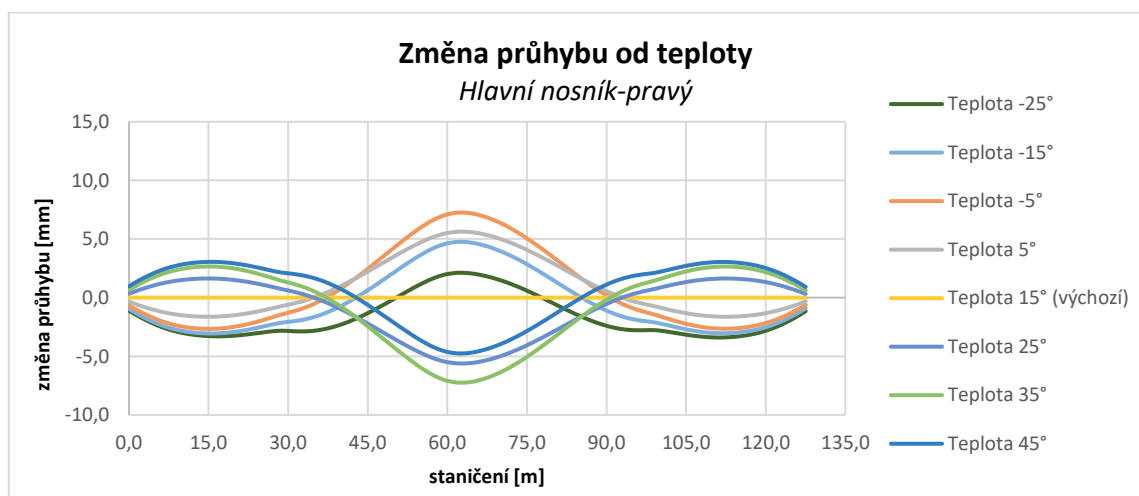
- průhyb hlavních nosníků
- deformace pylonů ve směru X
- deformace pylonů ve směru Y
- deformace koncových táhel ve směru X
- deformace koncových táhel ve směru Y
- deformace koncových táhel ve směru Z
- normálová síla koncových táhel
- průhyb středu koncového příčnicku
- deformace v ložiscích.

### 7.2.1.1 Průhyb hlavních nosníků

Na základě zjištěných změn průhybu v závislosti na rovnoměrné teplotě jsou výsledky poněkud neočekávané. S narůstající teplotou neroste lineárně průhyb hlavních nosníků. V rámci numerické analýzy byl tento jev důkladněji zkoumán. Bylo zjištěno, že změna průhybu není závislá přímo na velikosti zahřátí nebo ochlazení, ale na rozdílu teploty závěsů a sprážených mostovky. Zatížení teplotou bylo uvažováno dle materiálu, ze kterého je část konstrukce vyrobena. Pokud si vyneseme rozdíl teploty závěsů a sprážených mostovky zjistíme, že rozdíl se pohybuje okolo 9,5 °C (viz Tab. 87). Nižší je pouze u zatěžovacího stavu 5 °C a 25 °C, kde je tato hodnota 6,3°C. S tím je spojena i nižší změna průhybu (viz Obr. 195). Rozdílné ohřívání konstrukce a závěsů bylo zjištěno i při teplotním monitoringu v kapitole 4.1.4.1. Na základě zjištěných poznatků byla dále zařazena samostatná kapitola uvažující rovnoměrné ohřátí závěsů. Ve výchozím stavu při teplotě 15 °C není konstrukce zatížena účinky teploty.



Obr. 195 Rovnoměrná teplota – změna průhybu – levý nosník



Obr. 196 Rovnoměrná teplota – změna průhybu – pravý nosník

Tab. 86 Rovnoměrná teplota – změna průhybu středů rozpětí

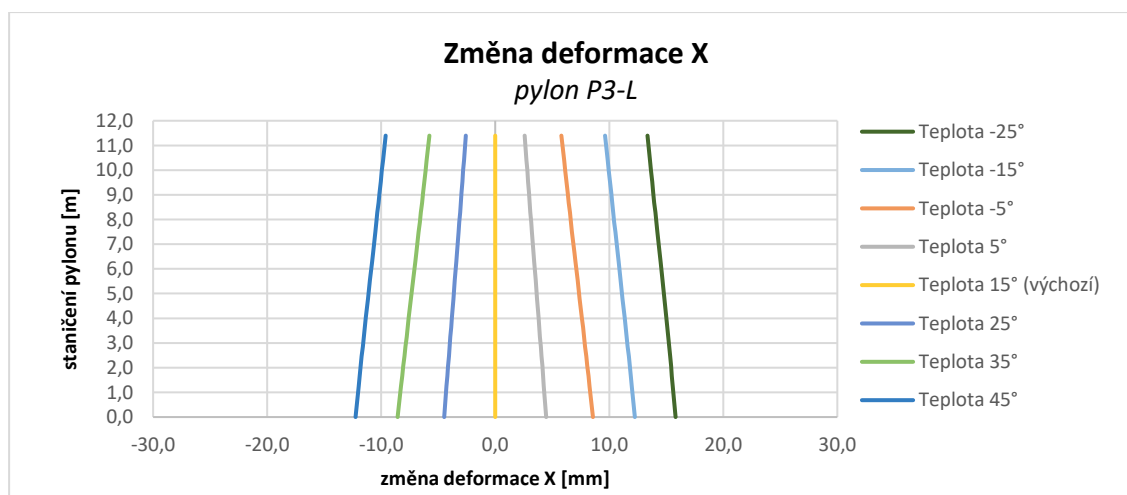
Změna průhybu hlavní nosníky [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C	25°C	35°C	45°C
Hlavní pole-HN-L	11,7	12,6	13,5	9,2	0,0	-9,3	-13,6	-12,7
Hlavní pole HN-P	2,1	4,7	7,2	5,6	0,0	-5,6	-7,2	-4,7
Krajní pole 1-HN-L	-4,6	-4,1	-3,5	-2,1	0,0	2,2	3,5	4,1
Krajní pole 1-HN-P	-4,7	-4,1	-3,5	-2,2	0,0	2,2	3,6	4,2
Krajní pole 3-HN-L	-3,3	-3,1	-2,7	-1,6	0,0	1,6	2,7	3,1
Krajní pole 3-HN-P	-3,4	-3,0	-2,6	-1,6	0,0	1,6	2,7	3,0

Tab. 87 Přehled rozdílů teplot části konstrukce

	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C	25°C	35°C	45°C
Teplota ocelové části konstrukce [°C]	-49,5	-39,5	-29,5	-16,3	0	16,3	29,5	39,5
Teplota ocelobetonové části konstrukce [°C]	-40	-30	-20	-10	0	10	20	30
<b>Rozdíl</b>	<b>-9,5</b>	<b>-9,5</b>	<b>-9,5</b>	<b>-6,3</b>	<b>0</b>	<b>6,3</b>	<b>9,5</b>	<b>9,5</b>

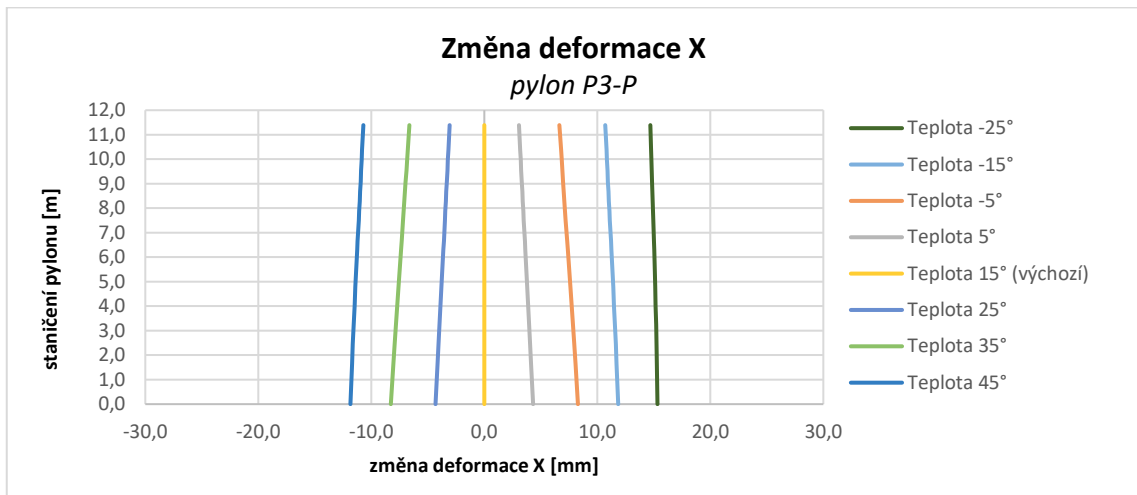
## 7.2.1.2 Deformace pylonů ve směru X

Z výsledků numerického modelu lze konstatovat, že při ochlazení a ohřátí konstrukce dochází k rovnoměrnému posunu celého pylonu. Při ohřátí celé konstrukce se pylony posunují od sebe a při ochlazení se pylony pohybují k sobě. Hodnota posunu se pohybuje v mezních hodnotách do +-12 mm.

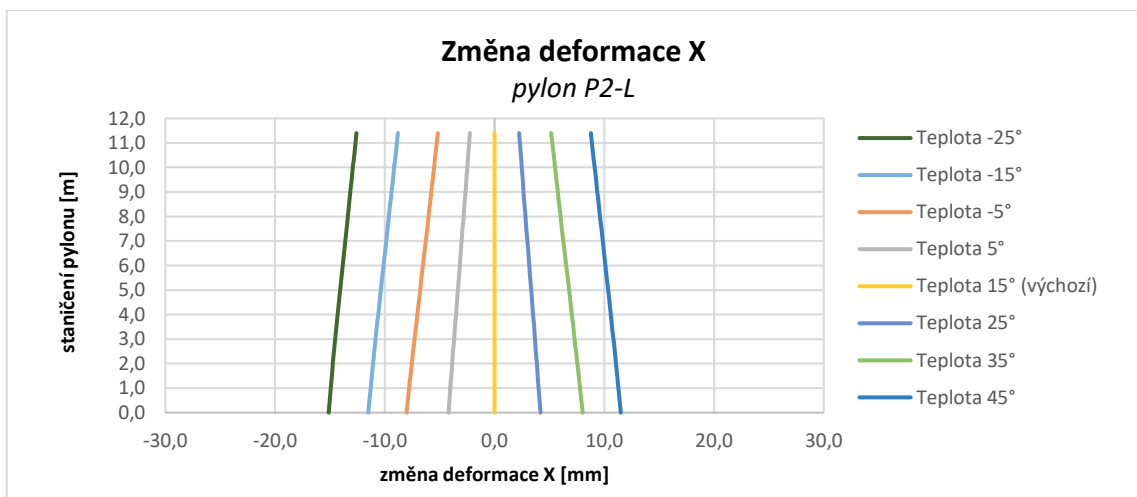


Obr. 197 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – pylon P3-L

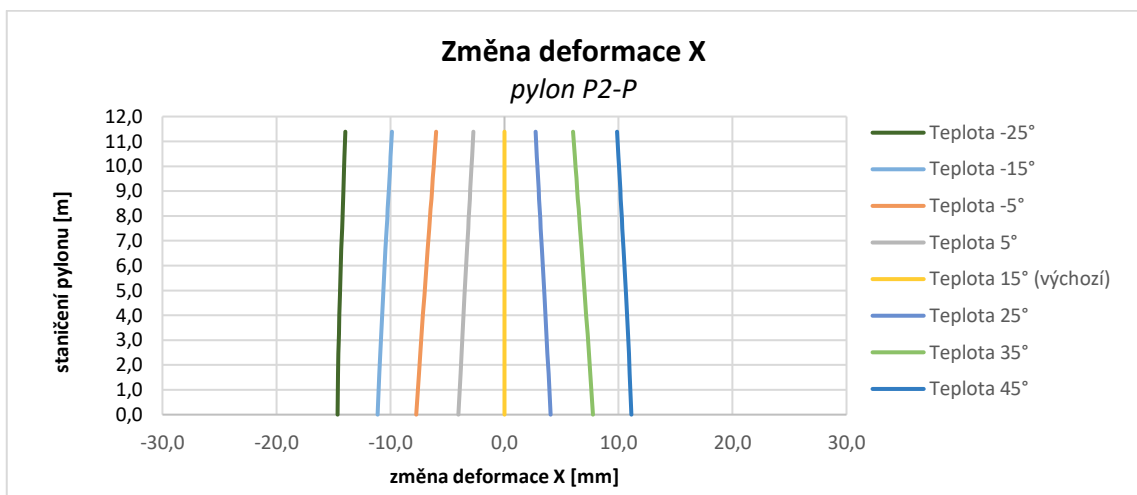




Obr. 198 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – pylon P3-P



Obr. 199 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – pylon P2-L

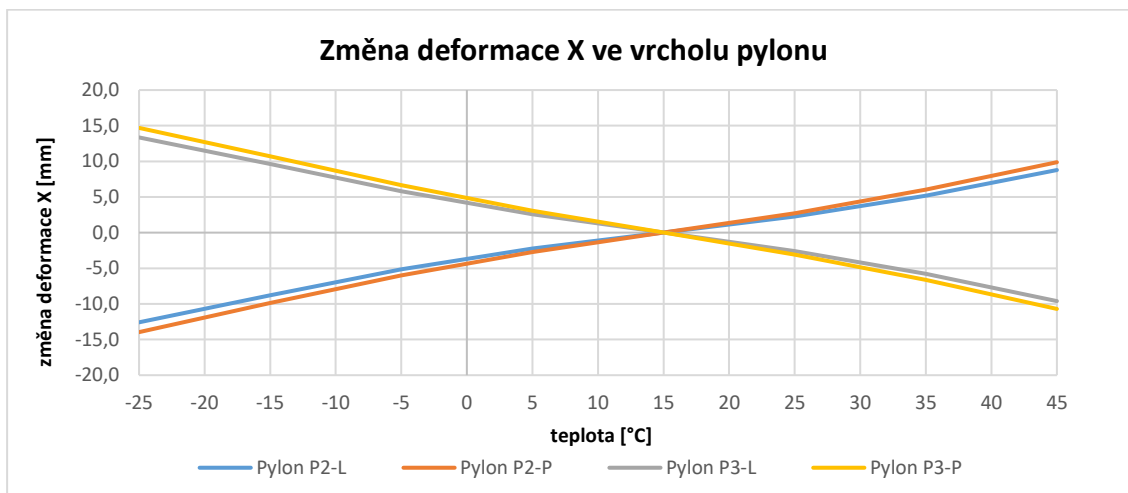


Obr. 200 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – pylon P2-P

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 88 Rovnoměrná teplota – změna deformace X ve vrcholu pylonu

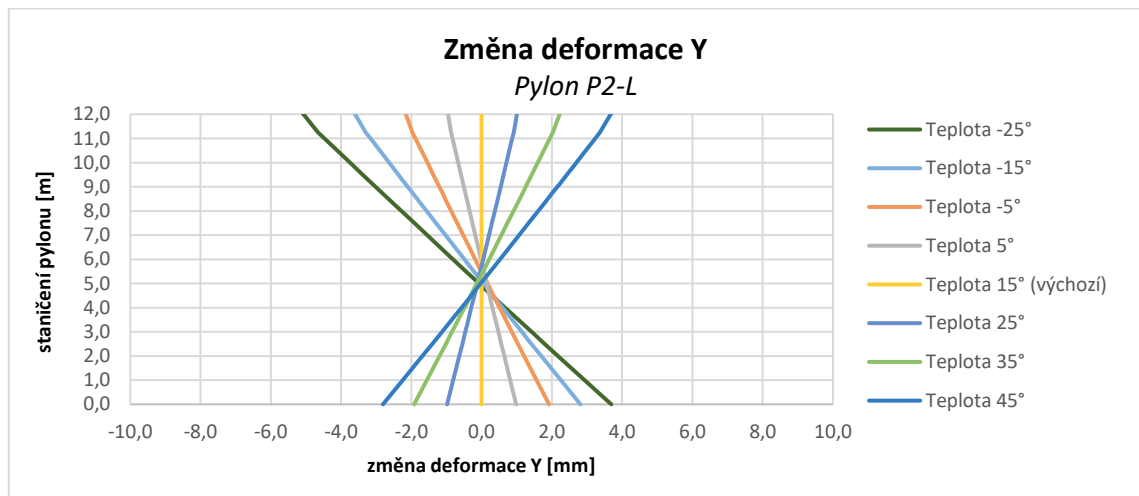
Změna deformace X ve vrcholu pylonu [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C	25°C	35°C	45°C
Pylon P2-L	-12,6	-8,8	-5,2	-2,2	0,0	2,2	5,2	8,8
Pylon P2-P	-14,0	-9,9	-6,0	-2,7	0,0	2,7	6,0	9,9
Pylon P3-L	13,4	9,6	5,8	2,6	0,0	-2,6	-5,8	-9,6
Pylon P3-P	14,7	10,7	6,6	3,1	0,0	-3,1	-6,6	-10,7



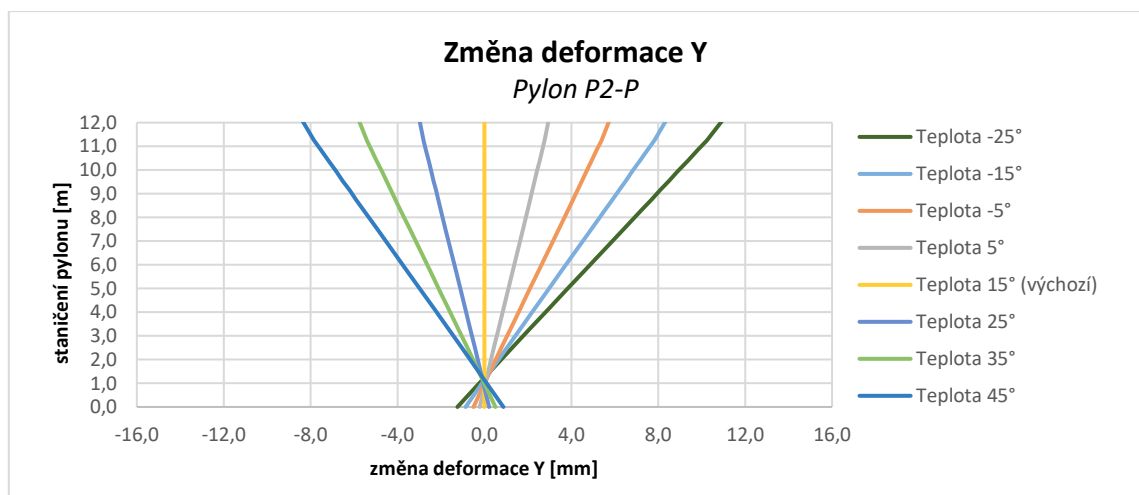
Obr. 201 Rovnoměrná teplota – změna deformace X ve vrcholu pylonu

### 7.2.1.3 Deformace pylonů ve směru Y

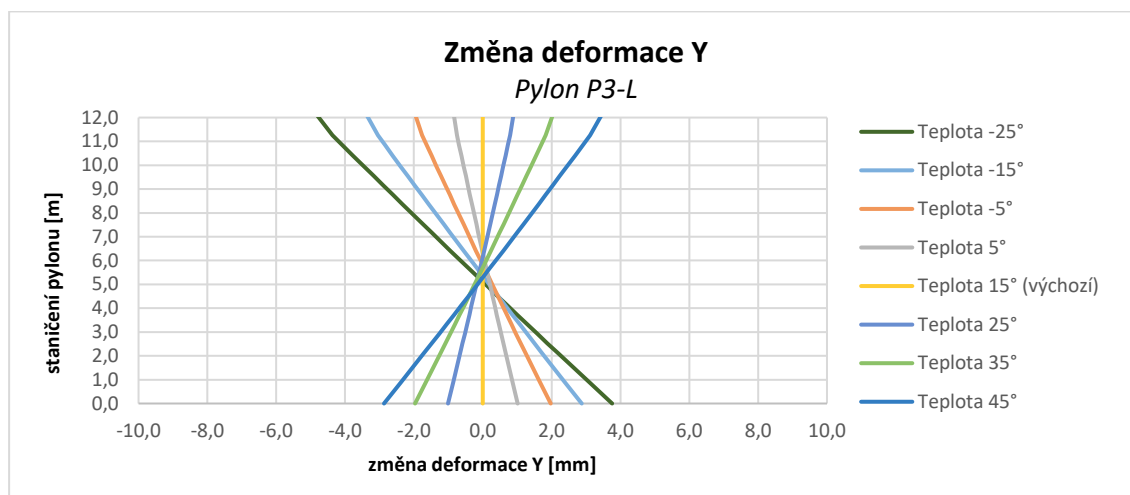
Při rovnoměrném oteplování dochází k deformaci pylonů ve směru Y. Pylony se při ohřívání uklánějí směrem ke středu osy mostu. Při ochlazování jsou naopak pylony roztlačovány od sebe. Tento efekt si lze vysvětlit chováním podporového příčnicku. Při zatížení příčnicku rovnoměrnou teplotou dochází vlivem rozdílných součinitelů teplotní roztažnosti pro ocel ( $1,17 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ ) a beton ( $1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ ) k deformaci. Při této deformaci se betonová deska roztahuje méně než podporový příčník, a tím způsobuje průhyb příčnicku. V důsledku průhybu se pylony deformují ve směru Y. Velikost deformace vrcholu pylonu v závislosti na teplotě je zobrazena na Obr. 206.



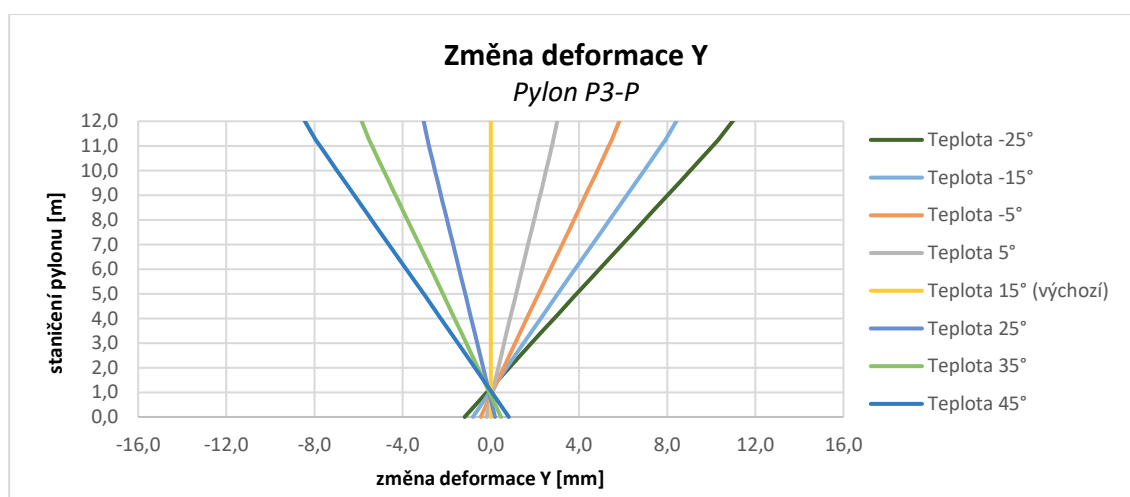
Obr. 202 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – pylon P2-L



Obr. 203 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – pylon P2-P



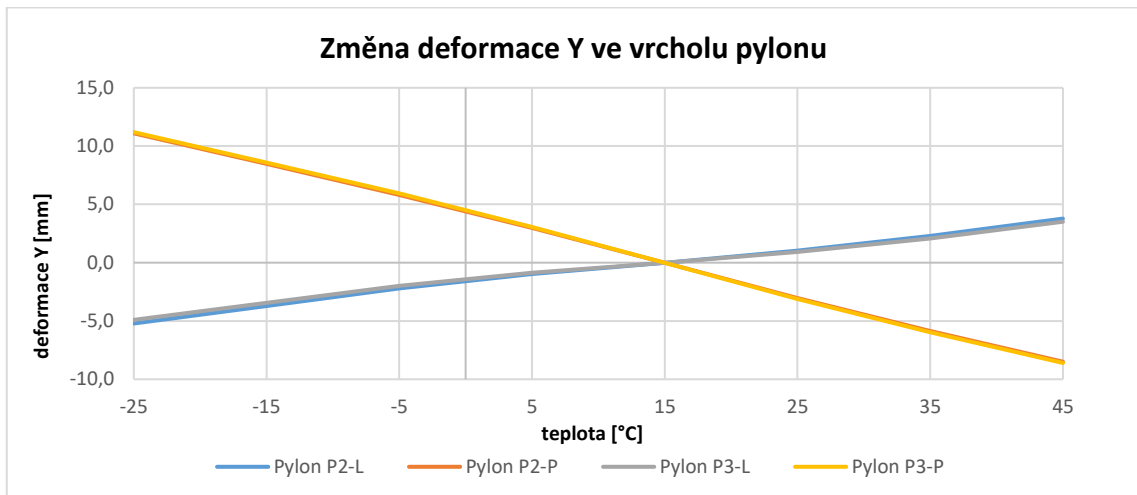
Obr. 204 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – pylon P3-L



Obr. 205 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – pylon P3-P

89 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y ve vrcholu pylonu

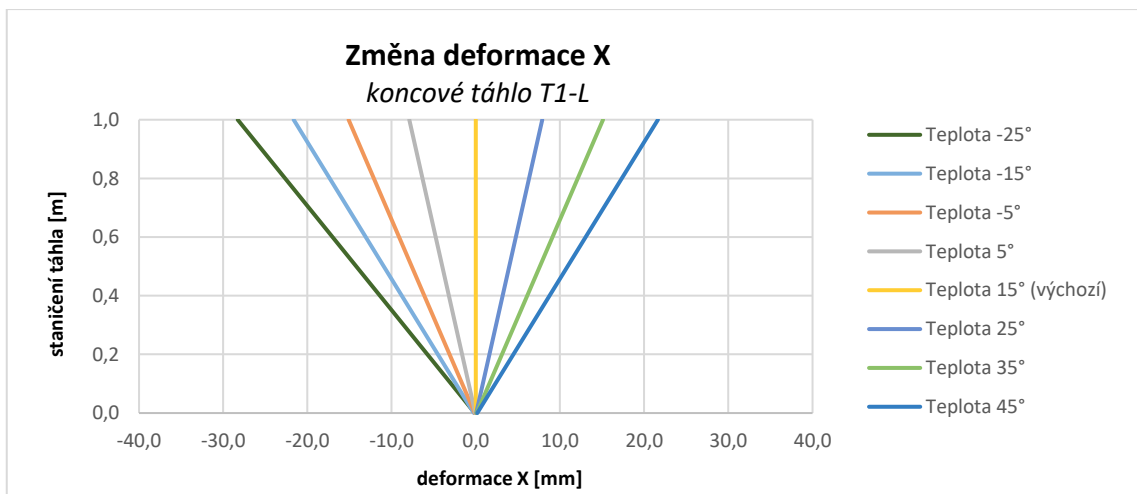
Změna deformace Y ve vrcholu pylonu [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C	25°C	35°C	45°C
Pylon P2-L	-5,2	-3,7	-2,2	-1,0	0,0	1,0	2,3	3,8
Pylon P2-P	11,1	8,5	5,8	3,0	0,0	-3,0	-5,9	-8,5
Pylon P3-L	-4,9	-3,4	-2,0	-0,9	0,0	0,9	2,1	3,5
Pylon P3-P	11,2	8,6	5,9	3,1	0,0	-3,1	-6,0	-8,6



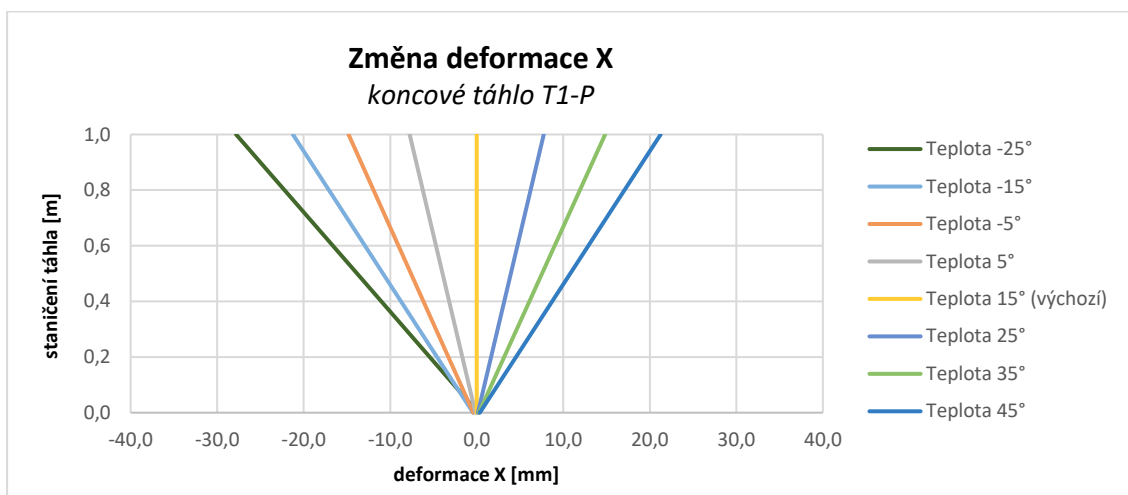
Obr. 206 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y ve vrcholu pylonu

### 7.2.1.4 Deformace koncových táhel ve směru X

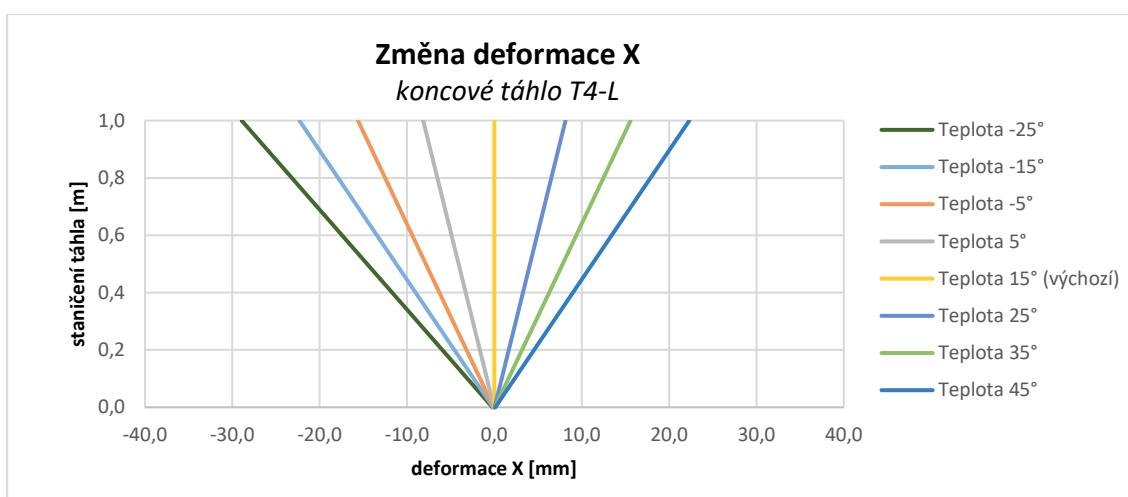
Na základě výsledků dochází k posunu horního čepu táhla v závislosti na teplotě. Při ochlazení konstrukce dochází ke zvýšení sklonu táhel směrem k pylonům a při jejím ohřátí k jejich napřímení. Hodnoty deformací se pohybují v rozmezí  $\pm 30$  mm.



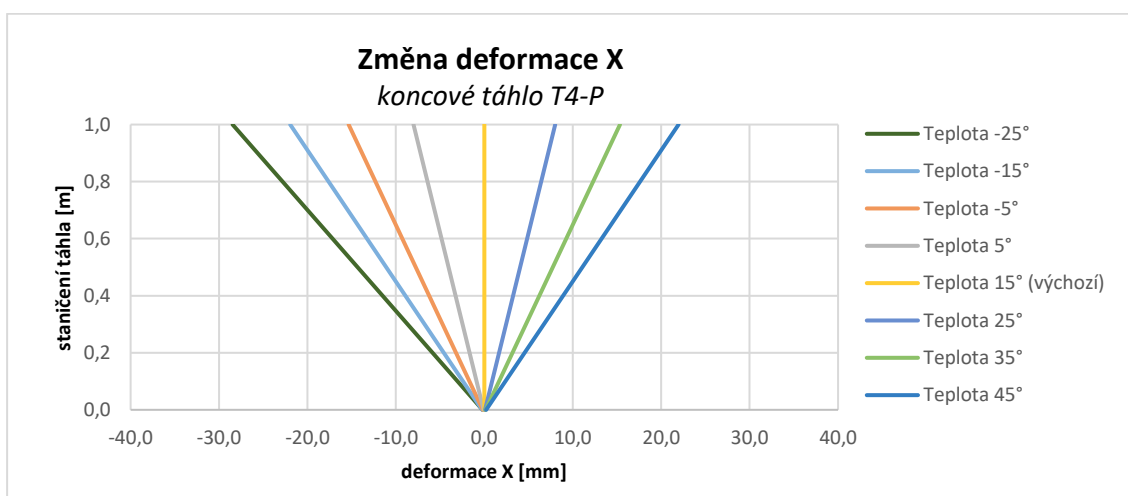
Obr. 207 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – koncové táhlo T1-L



Obr. 208 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – koncové táhlo T1-P

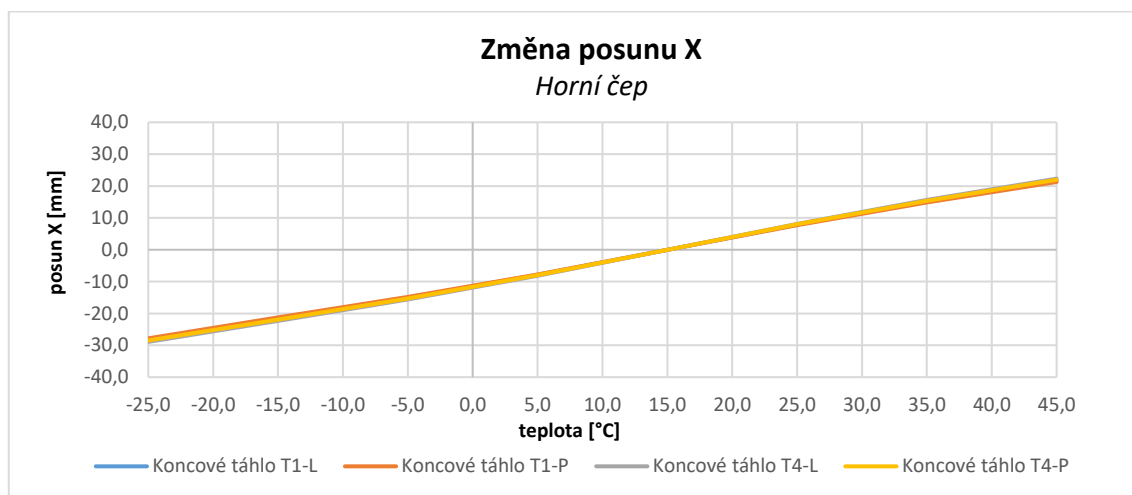


Obr. 209 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – koncové táhlo T4-L



Obr. 210 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – koncové táhlo T4-P

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



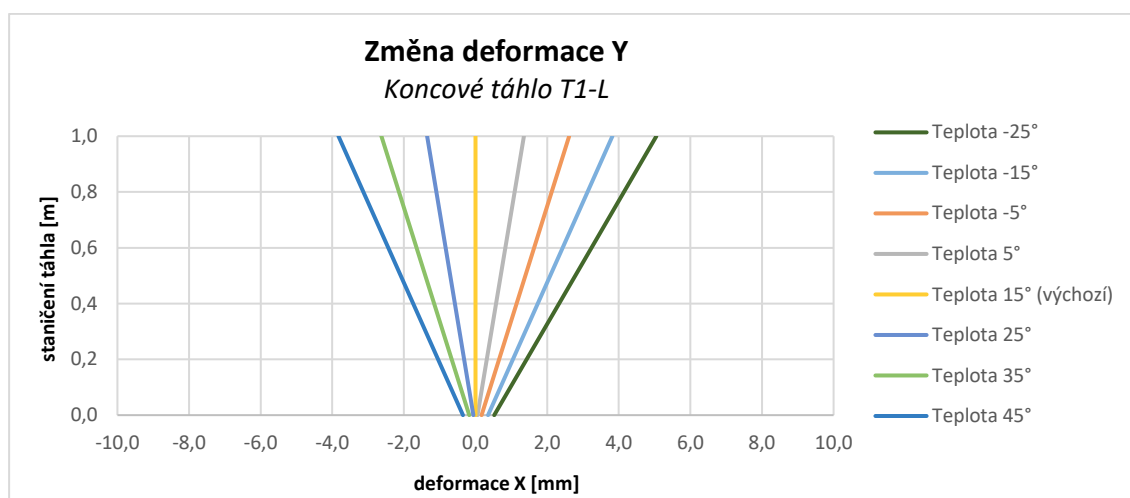
Obr. 211 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru X

Tab. 90 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru X

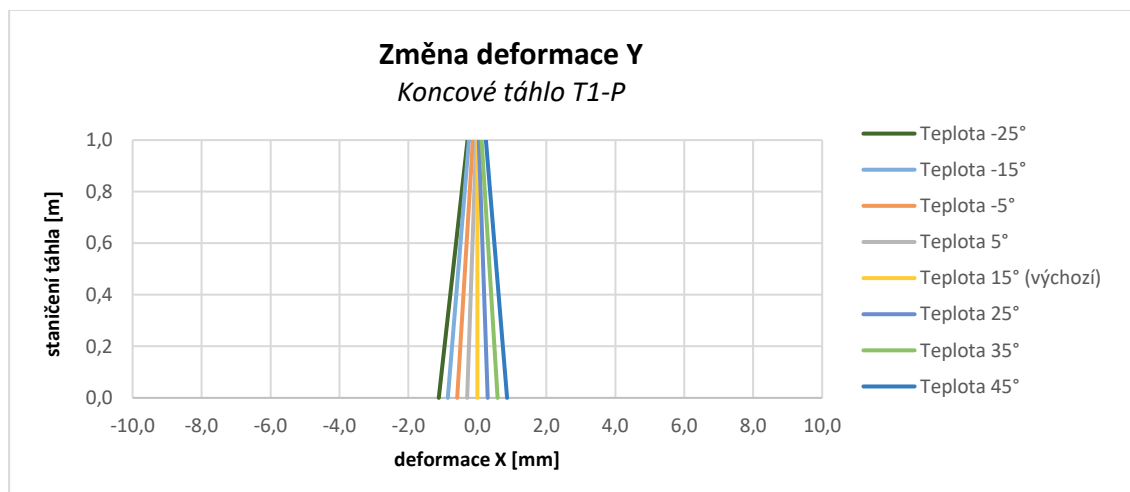
Horní čep - změna posunu ve směru X [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C	25°C	35°C	45°C
Koncové táhlo T1-L	-28,3	-21,6	-15,1	-7,9	0,0	7,9	15,1	21,6
Koncové táhlo T1-P	-27,8	-21,2	-14,8	-7,7	0,0	7,7	14,8	21,3
Koncové táhlo T4-L	-28,9	-22,3	-15,6	-8,1	0,0	8,1	15,6	22,3
Koncové táhlo T4-P	-28,5	-22,0	-15,3	-8,0	0,0	8,0	15,3	22,0

### 7.2.1.5 Deformace koncových táhel ve směru Y

Při zatížení rovnoměrnou teplotou dochází k příčné roztažnosti konstrukce, při které se horní čep koncových táhel posunuje souběžně s osou příčnicku. U podélných posuvných ložisek jsou posuny horního čepu teoreticky zanedbatelné (reálně však existují v důsledku vůle vodící lišty u ložiska). U všesměrně posuvných ložisek jsou hodnoty posunů ve směru Y horního čepu výrazné. Pro hodnoty posunů byl sestaven graf závislosti deformace Y a teploty uvedený na Obr. 216. Tyto deformace způsobují natáčení plechů koncových táhel, které mohou měnit charakter namáhání při stlačování. Dotyková plocha plechů se takto může výrazně snížit, což vede ke zvýšení lokálního namáhání.

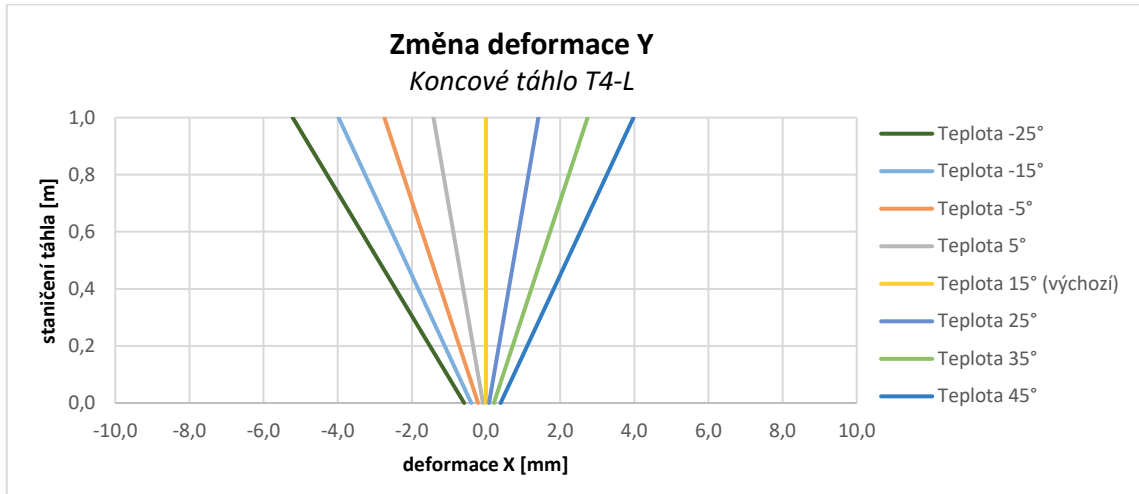


Obr. 212 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – koncové táhlo T1-L

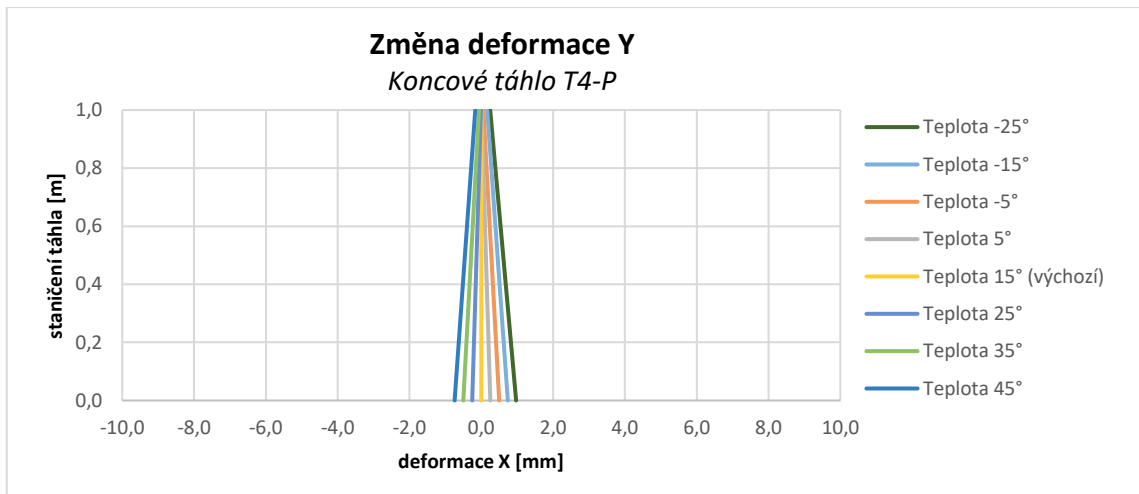


Obr. 213 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – koncové táhlo T1-P

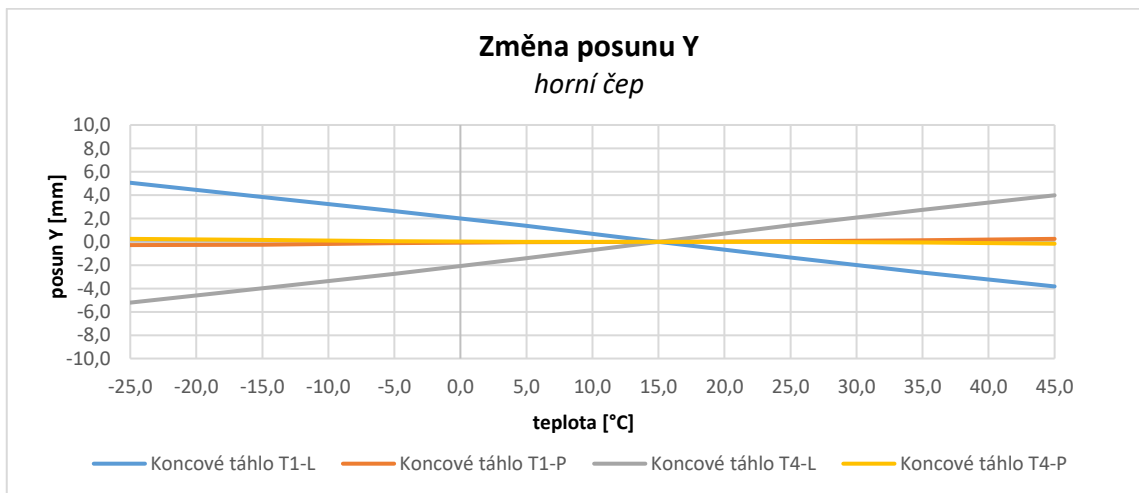




Obr. 214 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – koncové táhlo T4-L



Obr. 215 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – koncové táhlo T4-P



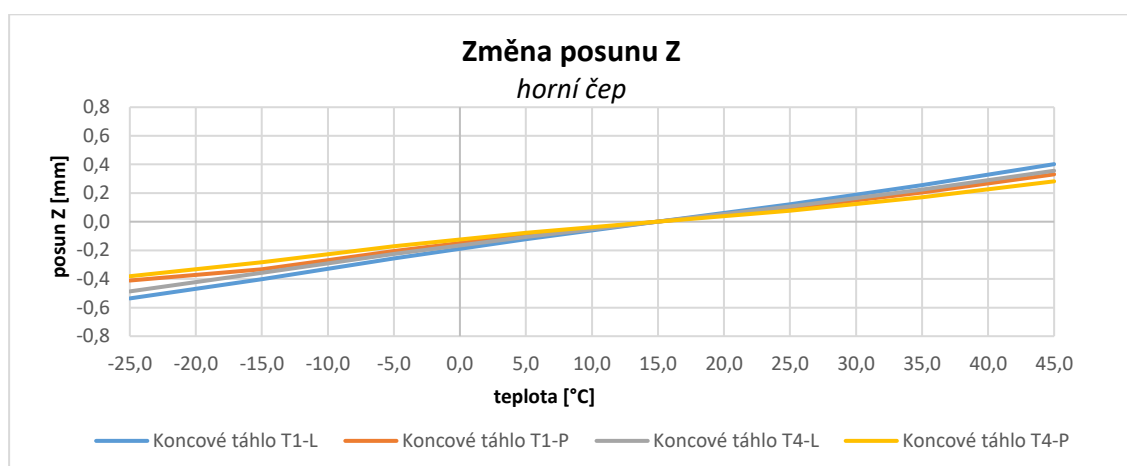
Obr. 216 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru Y

Tab. 91 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru Y

Horní čep - změna posunu ve směru Y [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C	25°C	35°C	45°C
Koncové táhlo T1-L	5,1	3,8	2,6	1,4	0,0	-1,4	-2,6	-3,8
Koncové táhlo T1-P	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2
Koncové táhlo T4-L	-5,2	-4,0	-2,7	-1,4	0,0	1,4	2,7	4,0
Koncové táhlo T4-P	0,2	0,2	0,1	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,2

## 7.2.1.6 Deformace koncových táhel ve směru Z

Při zatížení teplotou byla také sledována deformace horního čepu ve směru Z. Při oteplování se čep posouvá směrem nahoru. Při ochlazení se horní čep posouvá směrem dolů a stahuje koncový příčník dolů. Velikost deformace se pohybuje do  $\pm 0,5$  mm.



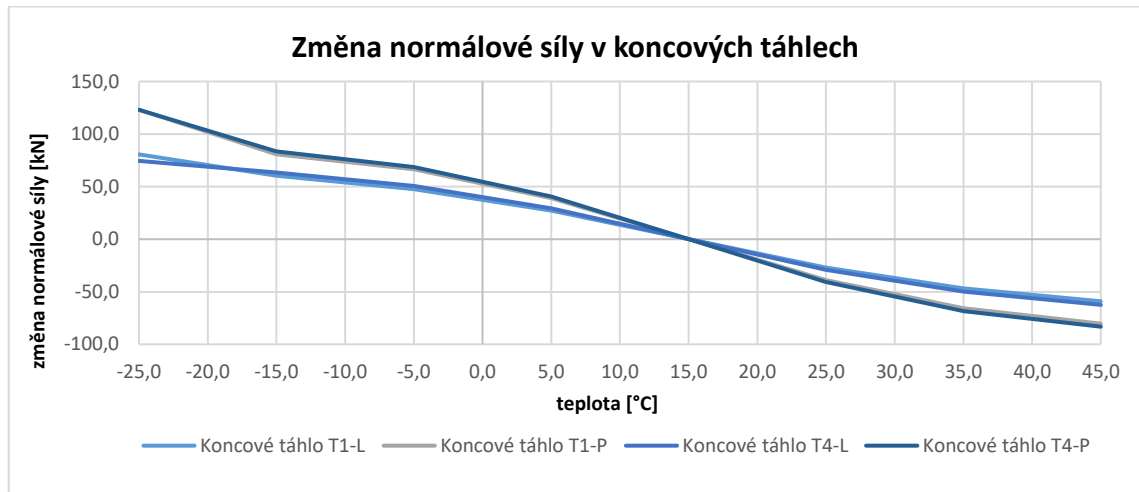
Obr. 217 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru Z

Tab. 92 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru Z

Horní čep - změna posunu ve směru Z [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C	25°C	35°C	45°C
Koncové táhlo T1-L	-0,5	-0,4	-0,3	-0,1	0,0	0,1	0,3	0,4
Koncové táhlo T1-P	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3
Koncové táhlo T4-L	-0,5	-0,4	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,4
Koncové táhlo T4-P	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0,0	0,1	0,2	0,3

### 7.2.1.7 Normálová síla koncových táhel

Při působení rovnoměrné složky teploty dochází ke změně normálové síly. Při ohřívání se koncové táhlo napřimuje a protahuje. Tento efekt způsobuje snížení normálové síly. Při ochlazování se koncová táhla natáčí a koncový příčník více stahují směrem dolů. To vede k nárůstu normálové síly v koncových táhlech. V uvedeném grafu je zachycena změna normálové síly v závislosti na teplotě.



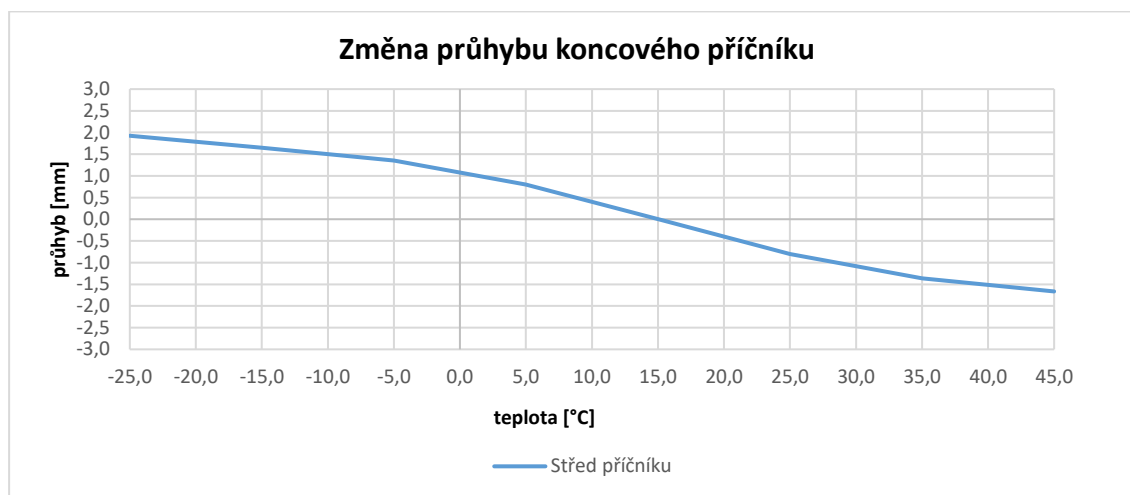
Obr. 218 Rovnoměrná teplota – změna normálové síly – koncová táhla

Tab. 93 Rovnoměrná teplota – změna normálové síly – koncová táhla

Označení	Normálová síla-dokončený most [kN]	Změna normálové síly [kN]							
		Zatěžovací stav							
		-25,0	-15,0	-5,0	5,0	15,0	25,0	35,0	45,0
Koncové táhlo T1-L	190,0	80,7	60,3	47,5	27,3	0,0	-27,0	-46,7	-59,1
Koncové táhlo T1-P	279,3	123,2	80,7	66,4	39,0	0,0	-38,8	-65,7	-80,3
Koncové táhlo T4-L	267,2	74,5	63,5	50,6	29,3	0,0	-29,1	-49,9	-62,4
Koncové táhlo T4-P	264,2	123,1	83,5	68,7	40,7	0,0	-40,6	-68,5	-83,2

### 7.2.1.8 Průhyb středu příčníku

Při zatížení konstrukce rovnoměrnou teplotou dochází ke změně průhybu příčníků. Vlivem rozdílných součinitelů teplotní roztažnosti pro ocel ( $1,17 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ ) a beton ( $1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ ) dochází k deformaci koncového příčníku. Tento problém lze vysvětlit na jednoduchém modelu prostého nosníku s převislými konci, kde podpory tvoří koncová táhla. Pokud se nosník zatíží rovnoměrnou teplotou s různými součiniteli teplotní roztažnosti (beton vs. ocel), vzniká vlastně zatížení nerovnoměrnou teplotou, která způsobuje deformaci příčníku. Při oteplení dochází k zvýšení průhybu středu příčníku směrem dolů, a tím pádem k nadzvednutí převislých konců (ložiska). Při ochlazení se naopak příčník zvedá nahoru a dochází k dotlačení na ložiska.



Obr. 219 Rovnoměrná teplota – změna průhybu – koncový příčnick

Tab. 94 Rovnoměrná teplota – změna průhybu – koncový příčnick

Změna průhybu koncového příčnicku [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C (výchozí stav)	25°C	35°C	45°C
Střed příčnicku	1,9	1,7	1,4	0,8	0,0	-0,8	-1,4	-1,7

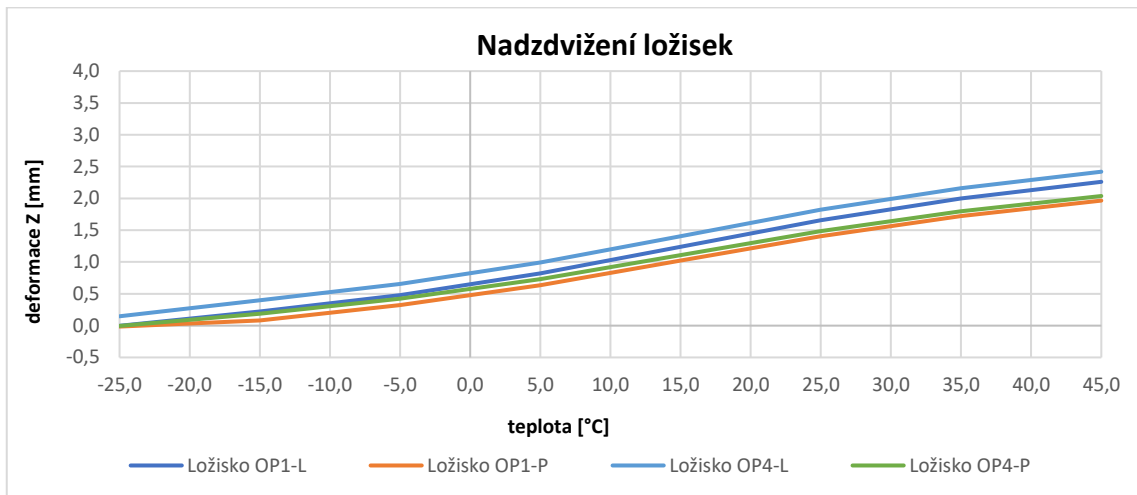
### 7.2.1.9 Deformace v ložiscích na opěrách OP1 a OP4

Při zatížení rovnoměrnou složkou teploty dochází ke vzniku deformací ve směru Z v ložiscích na opěrách. Tento efekt lze vysvětlit na jednoduchém modelu prostého nosníku s převislými konci, kde podpory jsou koncová táhla. Pokud se nosník zatíží rovnoměrnou teplotou s různými součiniteli teplotní roztažnosti (beton vs. ocel), vzniká vlastně zatížení nerovnoměrnou teplotou, která způsobuje deformaci příčnicku. Při oteplení dochází k zvýšení průhybu středu příčnicku směrem dolů, a tím pádem k nadzvednutí převislých konců (ložiska). Při ochlazení se naopak příčnick zvedá nahoru a dochází k dotlačení na ložiska. Na základě výsledků byl sestaven graf závislosti teploty a deformaci ve směru Z, který je uveden na Obr. 220.

Tab. 95 Rovnoměrná teplota – nadzdvížení ložisek

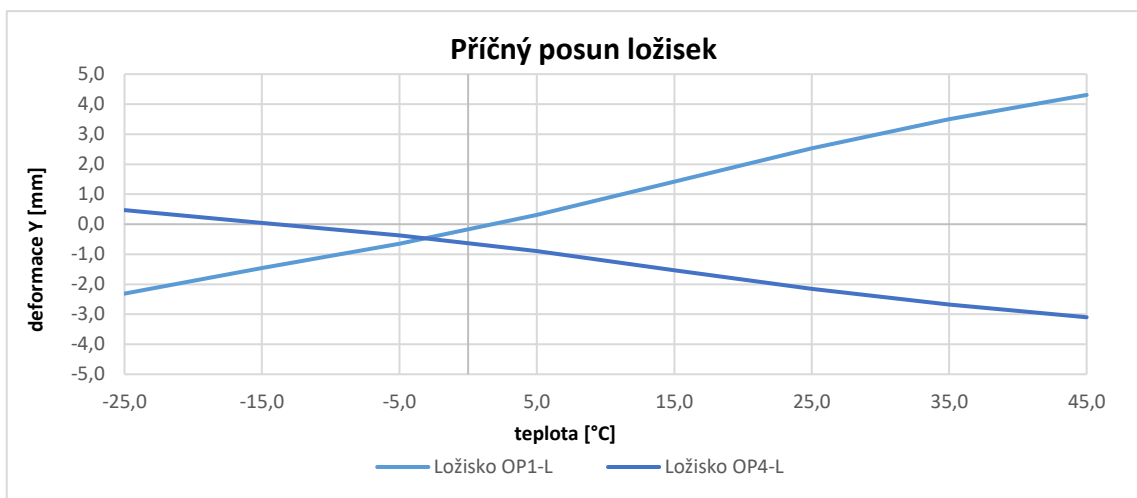
Nadzdvížení ložisek [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C (výchozí stav)	25°C	35°C	45°C
Ložisko OP1-L	0,0	0,2	0,5	0,8	1,2	1,7	2,0	2,3
Ložisko OP1-P	0,0	0,1	0,3	0,6	1,0	1,4	1,7	2,0
Ložisko OP4-L	0,1	0,4	0,7	1,0	1,4	1,8	2,2	2,4
Ložisko OP4-P	0,0	0,2	0,4	0,7	1,1	1,5	1,8	2,0

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



Obr. 220 Rovnoměrná teplota – nadzdvížení ložisek

Při rovnoměrném ochlazení a oteplení dochází i k příčné dilataci konstrukce. Ta se projevuje u všesměrně posuvných ložisek. Velikost příčného posunu v ložisku dosahuje hodnot +/- 3 mm.



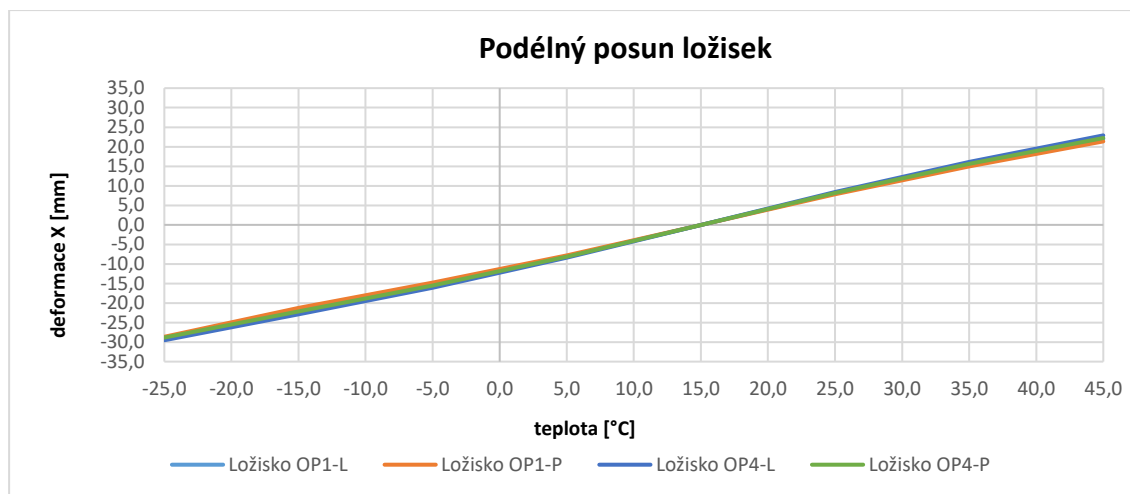
Obr. 221 Rovnoměrná teplota – příčný posun ložisek

Tab. 96 Rovnoměrná teplota – příčný posun ložisek

Příčný posun v ložisku [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C (výchozí stav)	25°C	35°C	45°C
Ložisko OP1-L	-2,3	-1,5	-0,6	0,3	1,4	2,5	3,5	4,3
Ložisko OP4-L	0,5	0,0	-0,4	-0,9	-1,5	-2,2	-2,7	-3,1

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Při ohřívání a ochlazování konstrukce byl sledován podélný posun v ložiscích. Při rostoucí teplotě hodnoty podélného posunu narůstají, konstrukce se roztahuje. Při ochlazení se hodnoty snižují, konstrukce se zkracuje. Závislost podélného posunu konstrukce na teplotě je uvedena na Obr. 222. Dle teplotního monitoringu uvedeného v kapitole 4.1 se hodnoty dilatace pohybují první den do 5 mm při teplotě vzduchu 24 °C. Druhý den velikost podélné dilatace dosahuje velikosti do 12 mm při teplotě vzduchu 32 °C. Dle sestaveného grafu na Obr. 222 z výsledků výpočetního modelu je pro uvedené teploty vzduchu ve stínu dosaženo velmi podobných hodnot dilatace.



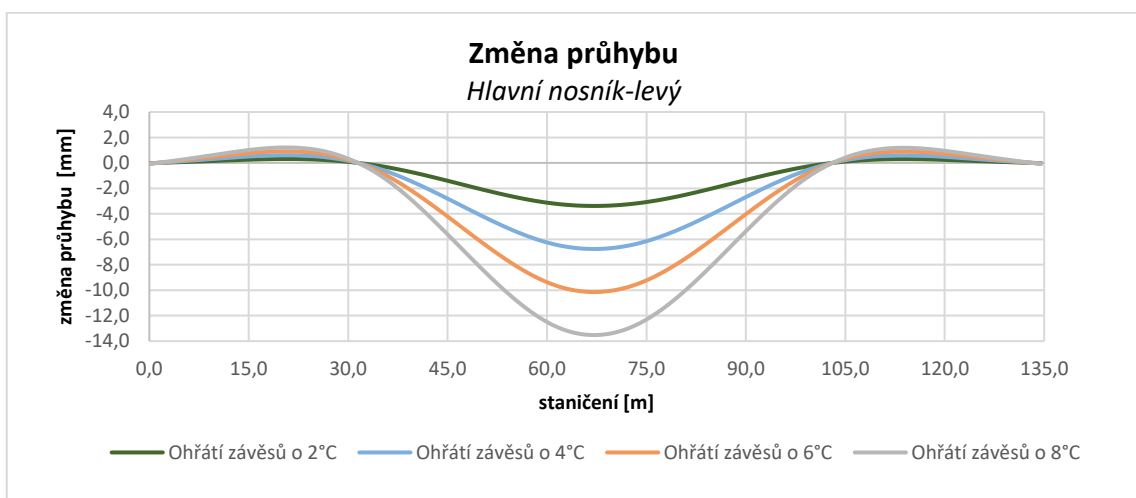
Obr. 222 Rovnoměrná teplota – podélný posun ložisek

Tab. 97 Rovnoměrná teplota – podélný posun ložisek

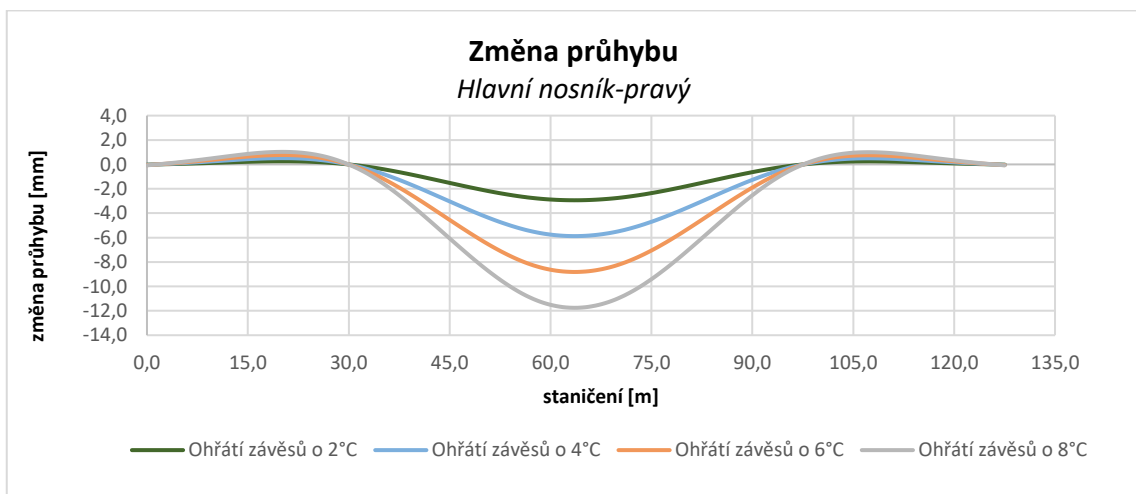
Podélný posun v ložisku [mm]								
Označení	Zatěžovací stav							
	-25°C	-15°C	-5°C	5°C	15°C (výchozí stav)	25°C	35°C	45°C
Ložisko OP1-L	-28,8	-22,0	-15,4	-8,1	0,0	8,1	15,5	22,0
Ložisko OP1-P	-28,6	-21,3	-14,8	-7,8	0,0	7,8	15,0	21,4
Ložisko OP4-L	-29,5	-22,9	-16,1	-8,4	0,0	8,4	16,1	22,9
Ložisko OP4-P	-28,8	-22,2	-15,6	-8,2	0,0	8,2	15,6	22,2

### 7.2.2 Účinky rovnoměrného ohřátí závěsů

Zatěžovací stav rovnoměrného ohřátí závěsů byl doplněn na základě provedení monitoringu a výsledků rovnoměrné teploty. Jak již bylo zmíněno v kapitole 7.2.1.1. dochází k rozdílnému ohřívání jednotlivých částí konstrukce z důvodu použití různých materiálů a jejich kombinace (spřažená mostovka). Dále je tento efekt podpořen i polohou a rozměrem prvku. Závěsy jsou subtilní ocelové prvky, které jsou celý den přímo vystaveny účinkům slunce a mohou se výrazně prohřát. V důsledku toho může být teplota táhel vyšší než teplota zbytku konstrukce. U ohřátí závěsů o 8 °C vznikají deformace v hlavním poli téměř 12 mm pro oba nosníky. Lze tedy konstatovat, že dominantní vliv na průhyb mostovky má rozdíl teploty závěsů a zbytku konstrukce.



Obr. 223 Rovnoměrné ohřátí závěsů – změna průhybu levého nosníku



Obr. 224 Rovnoměrné ohřátí závěsů – změna průhybu pravého nosníku

Tab. 98 Rovnoměrné ohřátí závěsů – změna průhybu středu rozpětí hlavních nosníků

Změna průhybu středu rozpětí hlavních nosníků				
Označení	Zatěžovací stav			
	Ohřátí závěsů o 2°C	Ohřátí závěsů o 4°C	Ohřátí závěsů o 6°C	Ohřátí závěsů o 8°C
Hlavní pole-HN-L	-3,4	-6,8	-10,1	-13,5
Hlavní pole HN-P	-2,9	-5,9	-8,8	-11,8
Krajní pole 1-HN-L	0,3	0,5	0,8	1,0
Krajní pole 1-HN-P	0,3	0,5	0,8	1,0
Krajní pole 3-HN-L	0,2	0,4	0,6	0,9
Krajní pole 3-HN-P	0,2	0,4	0,6	0,8

### 7.2.3 Účinky nerovnoměrného ohřátí pylonů

Účinky nerovnoměrného ohřátí pylonů ovlivňuje výrazným způsobem pouze deformace pylonu ve směru Y.

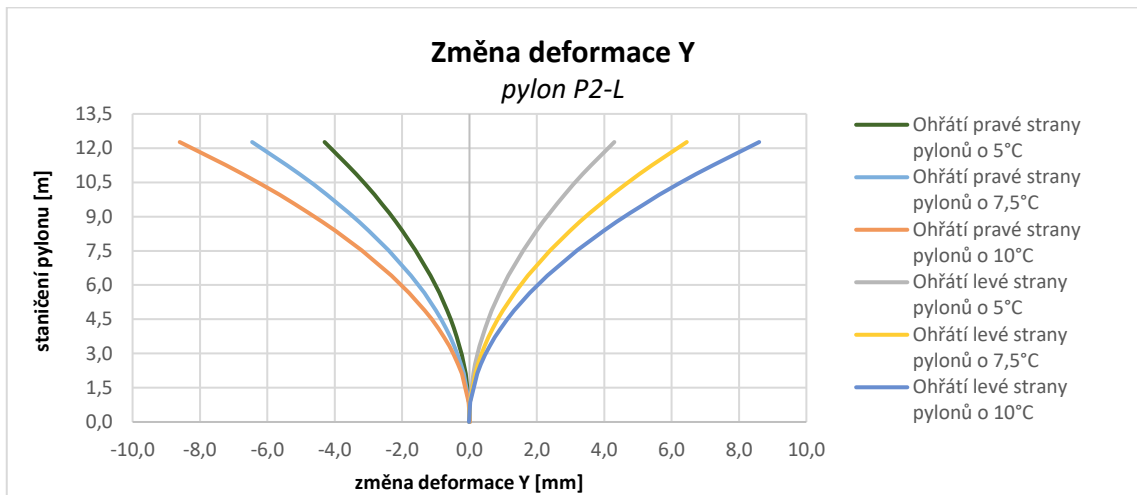
#### 7.2.3.1 Deformace pylonů ve směru Y

Na základě provedené analýzy lze vysvětlit chování pylonů při zatížení nerovnoměrnou teplotou. Konstrukce ohřívána z pravé strany (ráno) deformuje oba pylony stejným způsobem. Pylony se deformují vlevo ve směru staničení a velikosti deformace odpovídají velikosti ohřátí. Při ohřívání z druhé strany jsou hodnoty deformace stejné, ale pylony se deformují směrem vpravo.

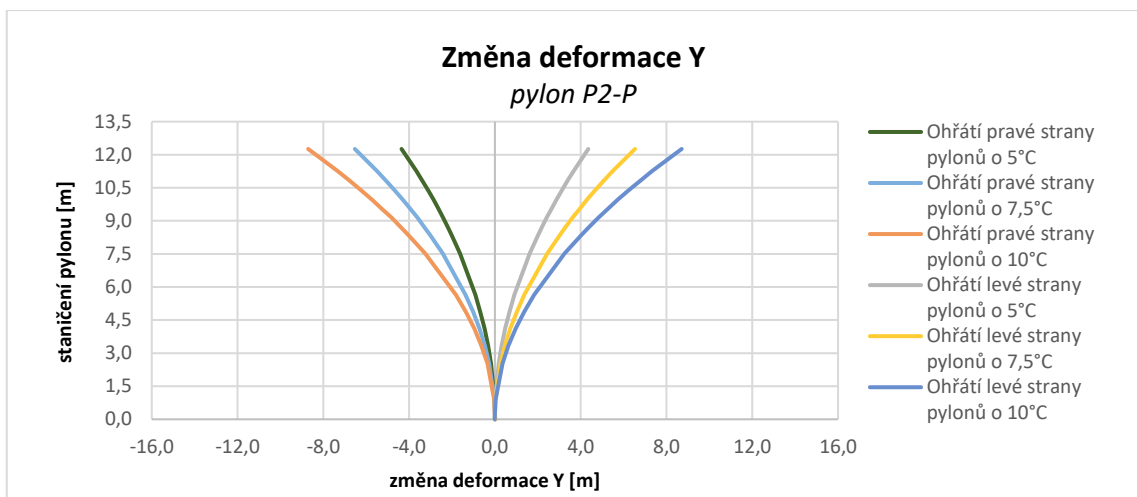
Při monitoringu byla zjištěna příčná deformace pylonů až 10 mm, při které byly pylony nerovnoměrně ohřáty o přibližně 5 °C (viz kapitola 4.1). Lze tedy konstatovat, že složka od nerovnoměrného ohřátí se výrazným způsobem podílí na celkové deformaci pylonů.

Pokud účinky nerovnoměrného ohřátí pylonů spojíme s výsledky účinků rovnoměrné teploty, chovají se pylony podobným způsobem jako během teplotního a deformačního monitoringu. Během měření byla konstrukce výrazně ohřívána rovnoměrnou složkou teploty, dále také na pravou stranu pylonů od rána působilo přímé oslunění. Pokud tyto dva efekty spojíme, získáme velmi podobné výsledky jako u deformačního monitoringu. Pravé části pylonů jsou výrazně příčně deformovány směrem ke středové ose mostu. U levých částí pylonů jsou oba efekty antagonistické. Nerovnoměrná složka se snaží deformovat pylon směrem vně z mostu, zatímco rovnoměrná složka deformuje pylon směrem ke středové ose. Z toho důvodu se při měření levé části pylonů příčně nedeformovaly stejně jako pravé strany.

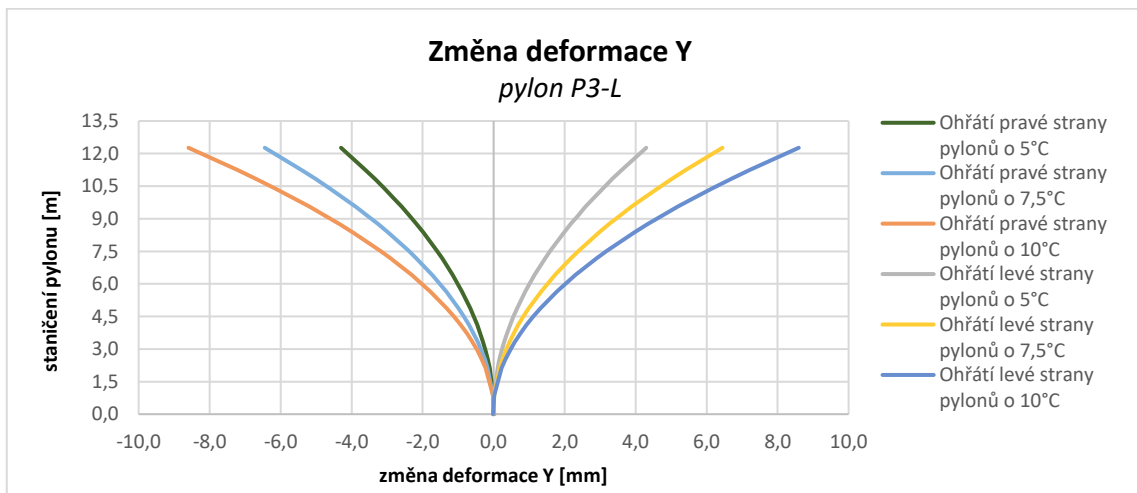




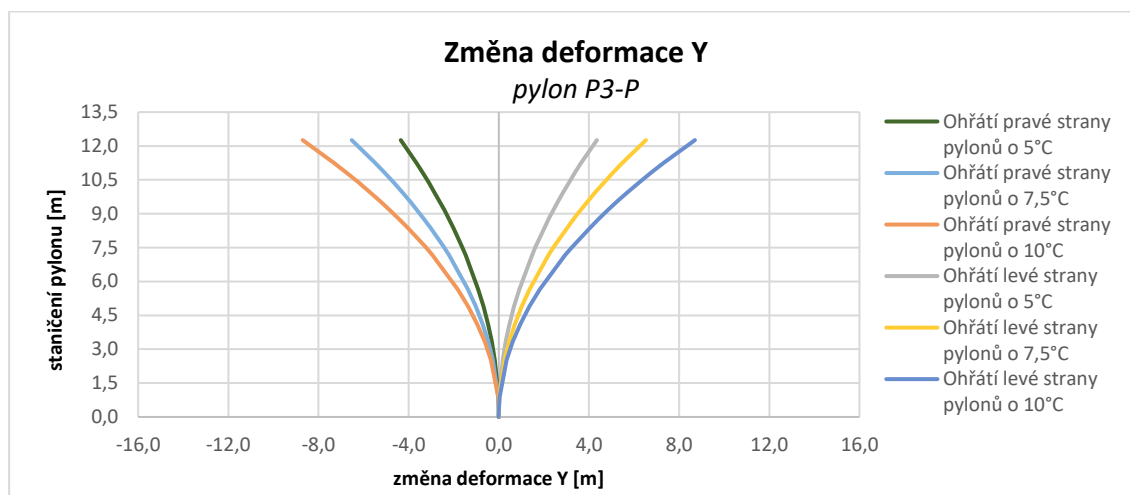
Obr. 225 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y – pylon P2-L



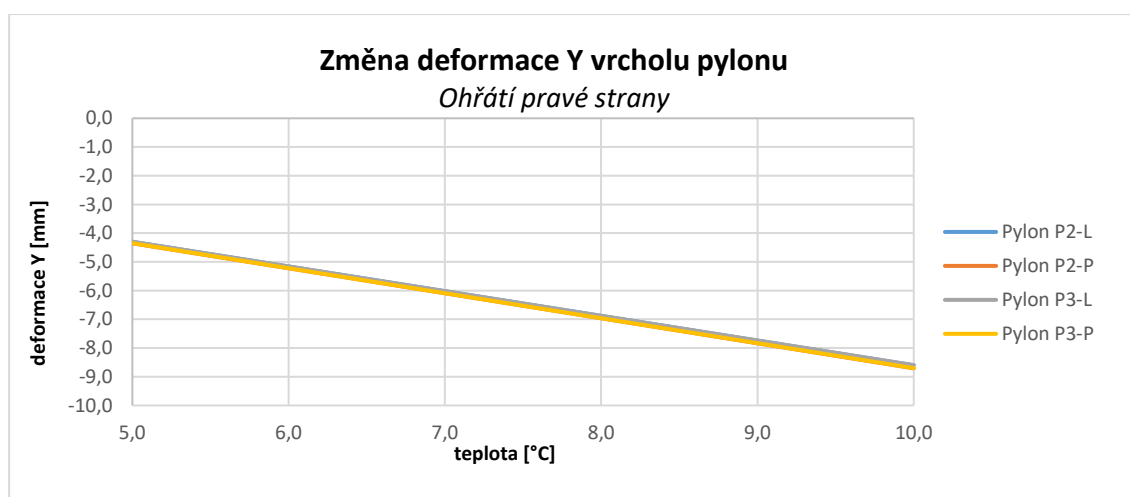
Obr. 226 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y – pylon P2-P



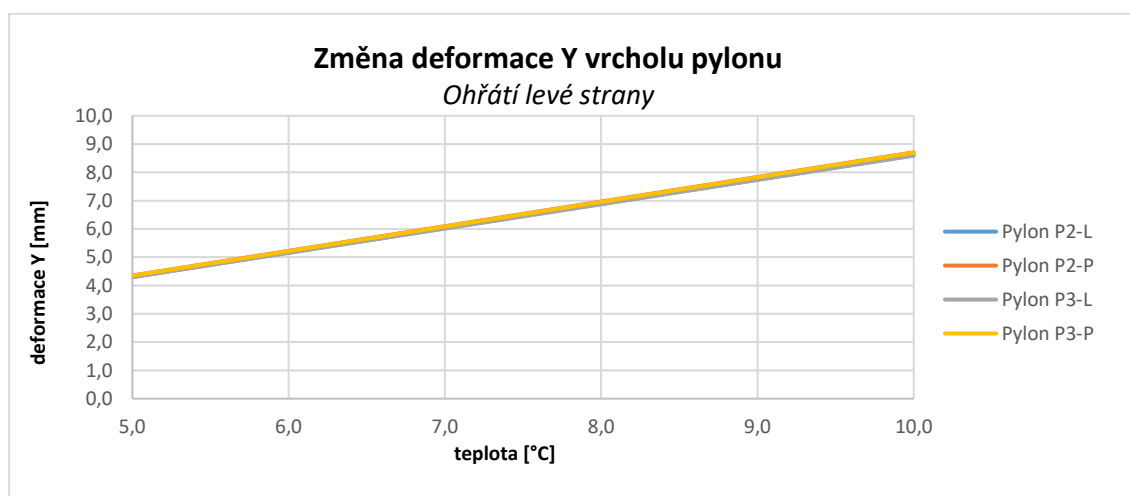
Obr. 227 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y – pylon P3-L



Obr. 228 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y – pylon P3-P



Obr. 229 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y ve vrcholu pylonu



Obr. 230 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y ve vrcholu pylonu

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 99 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y ve vrcholu pylonu

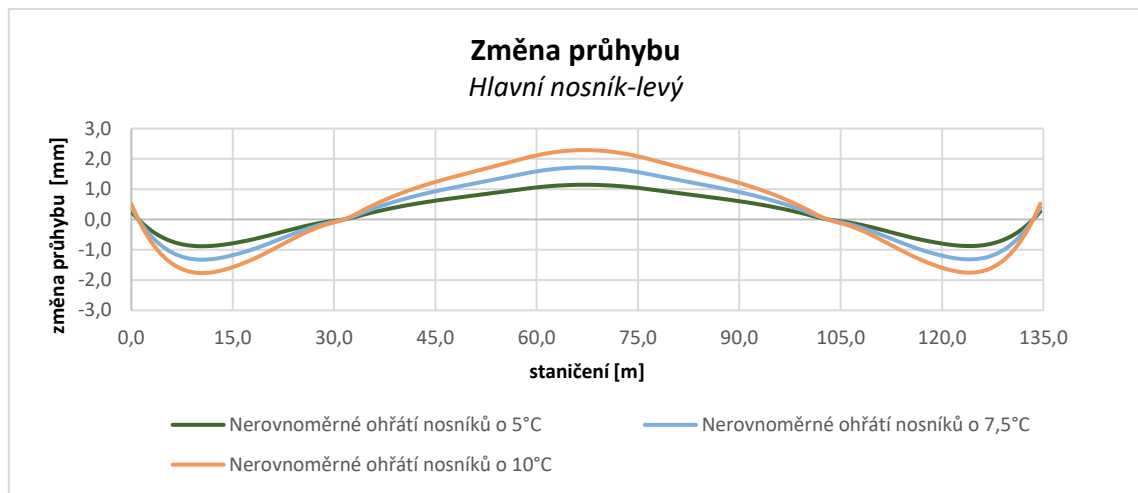
Změna deformace Y ve vrcholu pylonu [mm]						
Označení	Zatěžovací stav					
	Ohřátí z pravé strany			Ohřátí levé strany		
	5°C	7,5°C	10°C	5°C	7,5°C	10°C
Pylon P2-L	-4,3	-6,5	-8,6	4,3	6,5	8,6
Pylon P2-P	-4,4	-6,5	-8,7	4,4	6,5	8,7
Pylon P3-L	-4,3	-6,4	-8,6	4,3	6,4	8,6
Pylon P3-P	-4,3	-6,5	-8,7	4,4	6,5	8,7

### 7.2.4 Účinky nerovnoměrného ohřátí hlavních nosníků

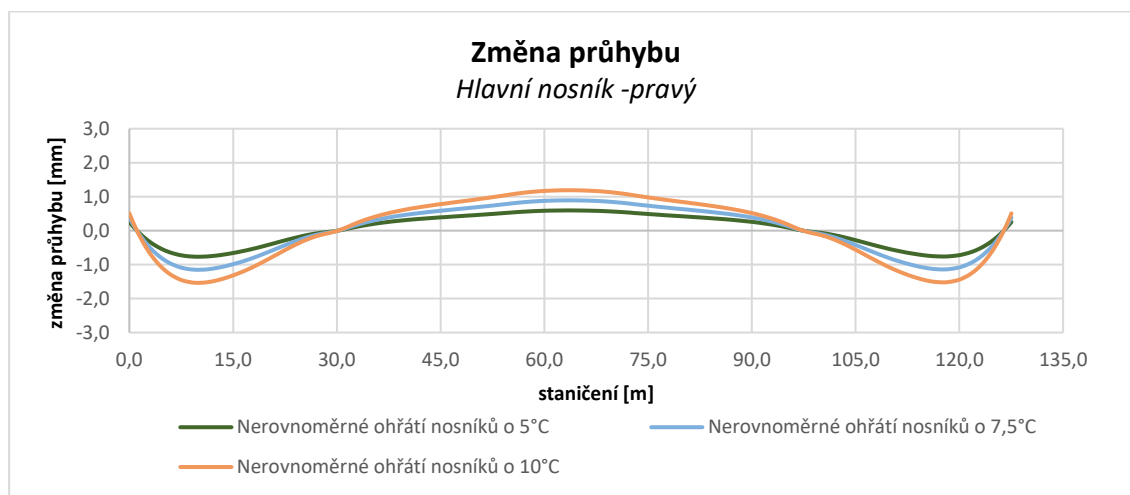
Účinky nerovnoměrného ohřátí hlavních nosníků ovlivňují především deformace mostovky a normálovou sílu v koncových táhlech.

#### 7.2.4.1 Průhyb hlavních nosníků

Na základě výsledků lze konstatovat, že hodnoty průhybů způsobované od účinků nerovnoměrného ohřátí hlavních nosníků jsou velmi malé. Změny průhybů hlavního pole se pohybují maximálně do 2 mm.



Obr. 231 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna průhybu levého nosníku



Obr. 232 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna průhybu pravého nosníku

Tab. 100 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna průhybu středu rozpětí

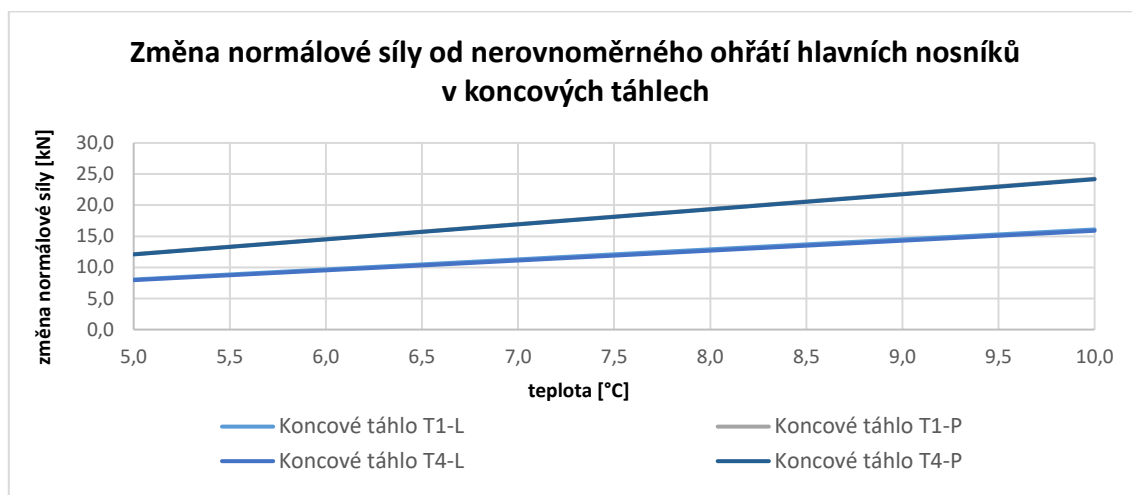
Změna průhybu středu rozpětí - hlavní nosníky			
Označení	Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků		
	5° C	7,5° C	10° C
Hlavní pole-HN-L	1,1	1,7	2,3
Hlavní pole HN-P	0,6	0,9	1,2
Krajní pole 1-HN-L	-0,8	-1,1	-1,5
Krajní pole 1-HN-P	-0,8	-1,1	-1,5
Krajní pole 3-HN-L	-0,7	-1,0	-1,3
Krajní pole 3-HN-P	-0,7	-1,0	-1,3

### 7.2.4.2 Normálová síla koncových táhel

Avšak při nerovnoměrnému ohřívání hlavních nosníků dochází k výraznějšímu poklesu normálové síly v koncových táhlech. To je způsobeno poklesem krajních polí, která se při nerovnoměrném ohřátí prohýbají směrem dolů. Změna normálové síly je vyšší pro levá táhla, která dosahuje při ohřátí o 10 °C hodnoty 24 kN. Pro pravá táhla je tato změna při ohřátí o 10 °C až 16 kN.

Tab. 101 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna normálové síly koncových táhel

Označení	Normálová síla-dokončený most [kN]	Změna normálové síly [kN]		
		Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků		
		5°	7,5°	10°
Koncové táhlo T1-L	190,0	8,0	12,1	16,1
Koncové táhlo T1-P	279,3	12,1	18,2	24,2
Koncové táhlo T4-L	267,2	7,9	11,9	15,9
Koncové táhlo T4-P	264,2	12,1	18,1	24,2



Obr. 233 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna normálové síly koncových táhel

## 8 Parametrická analýza reologických změn betonu

Celkové chování konstrukce může být výrazným způsobem ovlivněno reologickými změnami betonu. Přesné popsání vývoje dotvarování a smrštění betonu je velmi náročné. V dnešní době existují výpočetní modely, které při znalosti dostatečného množství vstupních parametrů dokážou tyto vlastnosti betonu poměrně dobře predikovat. Avšak i takto pokročilé modely se nemusí shodovat s realitou. Při vytváření numerického modelu bylo k dispozici velice omezené množství informací o betonové směsi, proto bylo k analýze účinků dotvarování a smrštění přistoupeno odlišně. Výpočet smrštění dotvarování byl proveden dle ČSN EN 1992-1-1, protože výpočet není tak náročný na vstupní parametry (viz kapitola 5.7.7). Navíc bylo možné výsledné křivky validovat k uvedeným grafům ve statickém výpočtu. Následně byly zavedeny předpoklady vývoje smrštění a dotvarování, ze kterých bylo možné sestavit parametrickou analýzu vlivů jednotlivých reologických účinků. Analýza přepokládala určité maximální a minimální účinky smrštění a dotvarování, které nám mohly ukázat citlivost na sledované veličiny. Byly vytvořeny výpočetní modely, které parametricky upravovaly základní účinky smrštění a dotvarování:

- model – bez účinků smrštění a dotvarování
- model – účinky dotvarování a smrštění dle ČSN EN 1992-1-1
- model – účinky dotvarování 0,5x nižší
- model – účinky dotvarování 1,5x vyšší
- model – účinky smrštění 0,5x nižší
- model – účinky smrštění 1,5x vyšší
- model – účinky smrštění a dotvarování 0,5 nižší
- model – účinky smrštění a dotvarování 1,5 vyšší.

Analýza vycházela z modelu dokončeného mostu, který byl doplněn o časovou osu pokračující až do konce životnosti konstrukce (100 let). Smrštění a dotvarování bylo analyzováno v průběhu celé životnosti. Model v sobě zahrnoval jednotlivé fáze výstavby. Výpočet modelu probíhal geometricky nelineárně (na zdeformované konstrukci) se zahnutím P-Delta efektu. Výchozí veličiny odpovídající době dokončení a zavedené lokální systémy u zkoumaných prvků jsou uvedeny v kapitole 7.1.

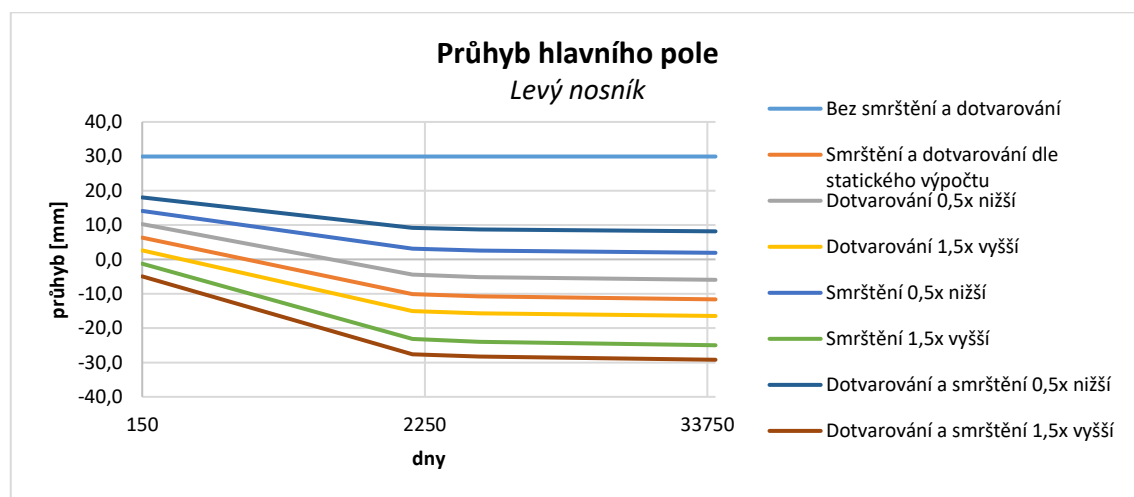
## 8.1 Výsledky parametrické analýzy reologických změn betonu

Na základě numerických modelů byly zpracovány přehledné grafy sledovaných částí konstrukce s jejich změnou pro daný parametr. Pro účinky reologických změn byly sledovány následující části konstrukce:

- průhyb hlavních nosníků
- normálová síla v koncovém táhle
- deformace v ložiscích
- průhyb koncového příčnicku.

### 8.1.1 Průhyby hlavních nosníků

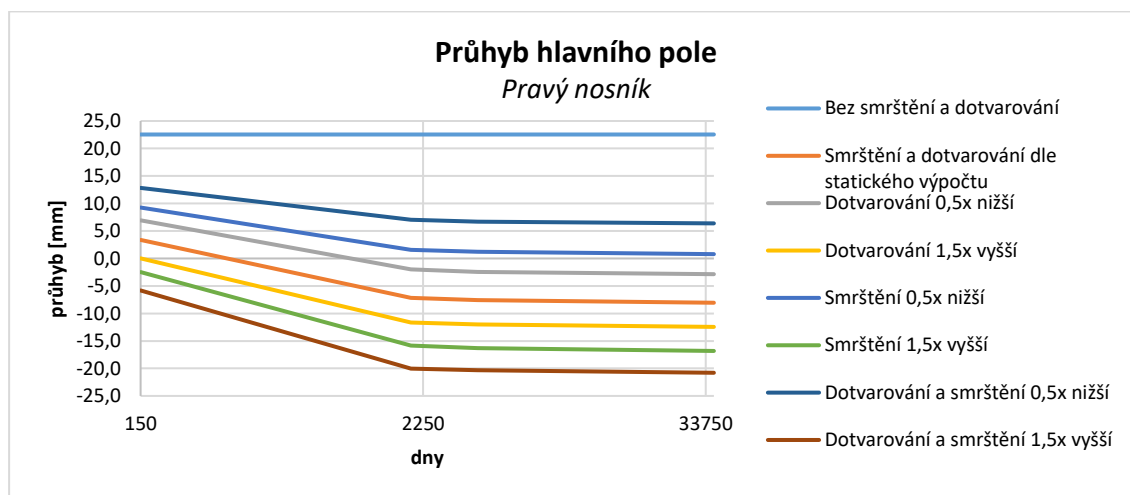
Průhyby hlavních nosníků jsou samozřejmě ovlivněny účinky reologických změn betonu. Účinky jsou nejvýraznější v prvních 6 letech, poté se trend nárůstu zpomaluje.



Obr. 234 Reologické změny betonu - průhyb levého nosníku

Tab. 102 Reologické změny betonu - průhyb levého nosníku

Průhyb hlavního pole-levý nosník [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	29,93	29,93	29,93	29,93
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	6,32	-10,10	-10,80	-11,64
Dotvarování 0,5x nižší	10,25	-4,41	-5,14	-5,95
Dotvarování 1,5x vyšší	2,61	-15,09	-15,67	-16,47
Smrštění 0,5x nižší	14,09	3,10	2,56	1,91
Smrštění 1,5x vyšší	-1,26	-23,12	-23,97	-24,98
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	18,03	9,19	8,70	8,15
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	-4,95	-27,66	-28,31	-29,21



Obr. 235 Reologické změny betonu - průhyb pravého nosníku

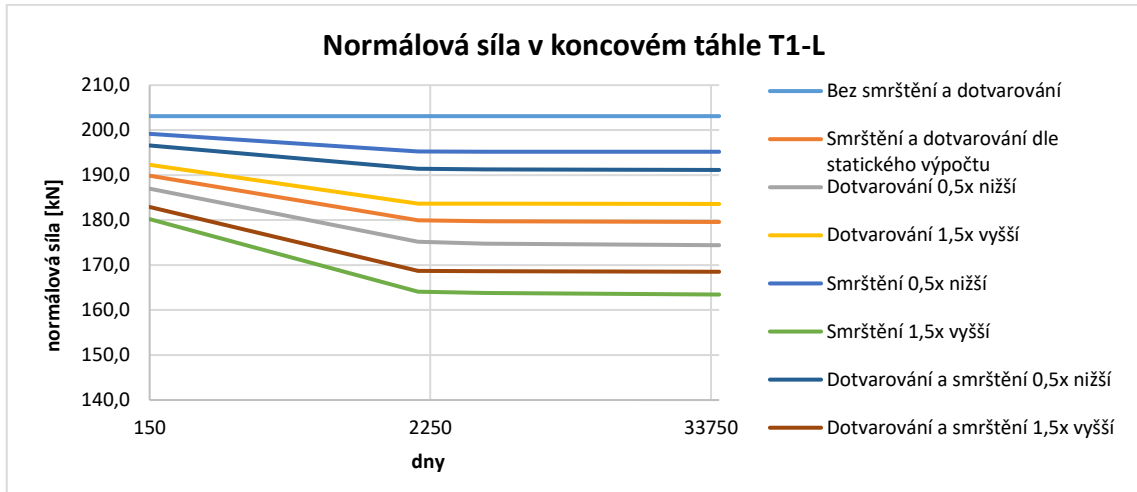
Tab. 103 Reologické změny betonu - průhyb pravého nosníku

Průhyb hlavní pole-pravý nosník [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	22,54	22,54	22,54	22,54
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	3,37	-7,16	-7,58	-8,05
Dotvarování 0,5x nižší	6,94	-1,98	-2,42	-2,86
Dotvarování 1,5x vyšší	0,02	-11,65	-11,99	-12,44
Smrštění 0,5x nižší	9,26	1,58	1,21	0,79
Smrštění 1,5x vyšší	-2,47	-15,83	-16,30	-16,82
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	12,83	7,04	6,71	6,38
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	-5,82	-20,01	-20,33	-20,79



### 8.1.2 Normálová síla v koncových táhlech

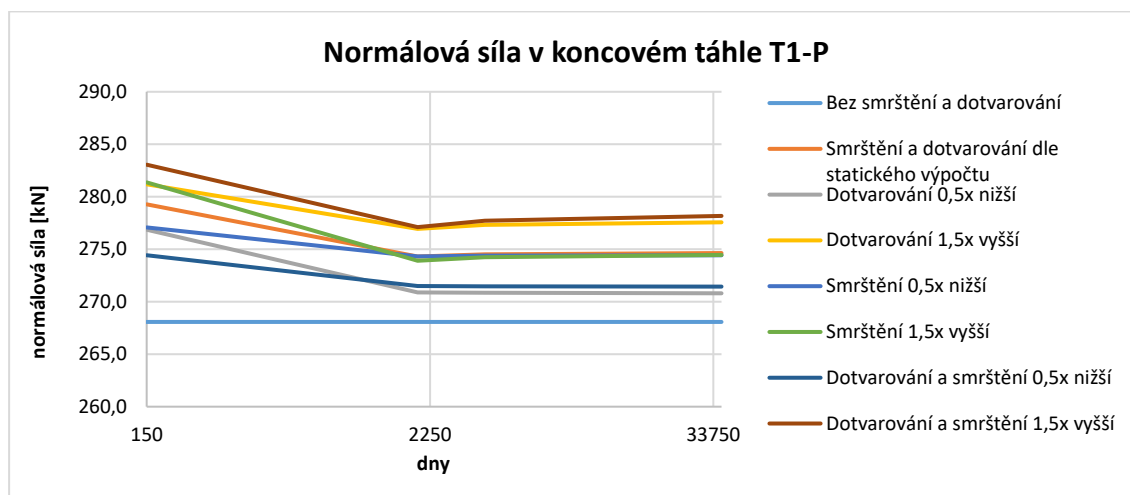
Z výsledků parametrické analýzy reologických účinků vychází, že normálová síla koncových táhel je ovlivňována účinky smrštění betonové desky. Poklesy normálové síly jsou nejvýraznější v prvních několika letech, poté se trend zpomaluje.



Obr. 236 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T1-L

104 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T1-L

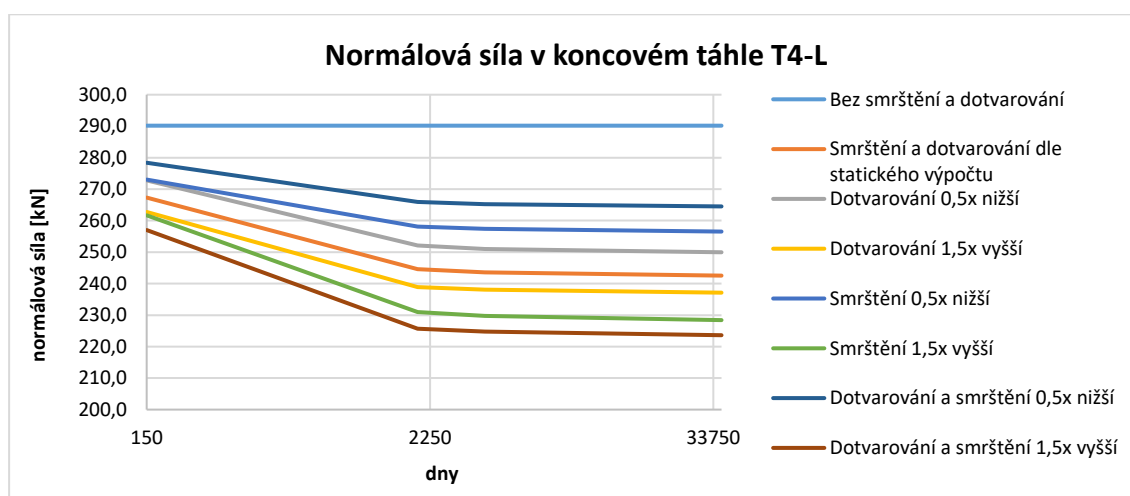
Normálová síla v koncovém táhle T1-L [kN]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	203,11	203,11	203,11	203,11
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	189,87	179,93	179,74	179,58
Dotvarování 0,5x nižší	186,99	175,21	174,79	174,42
Dotvarování 1,5x vyšší	192,29	183,67	183,62	183,59
Smrštění 0,5x nižší	199,18	195,23	195,20	195,20
Smrštění 1,5x vyšší	180,22	164,11	163,77	163,45
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	196,59	191,42	191,27	191,15
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	182,92	168,75	168,63	168,51



Obr. 237 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T1-P

Tab. 105 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T1-P

Normálová síla v koncovém táhle T1-P [kN]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	268,08	268,08	268,08	268,08
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	279,28	274,31	274,52	274,65
Dotvarování 0,5x nižší	276,86	270,90	270,86	270,80
Dotvarování 1,5x vyšší	281,19	276,94	277,32	277,58
Smrštění 0,5x nižší	277,08	274,32	274,39	274,43
Smrštění 1,5x vyšší	281,37	273,90	274,24	274,45
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	274,43	271,49	271,47	271,44
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	283,06	277,11	277,73	278,16

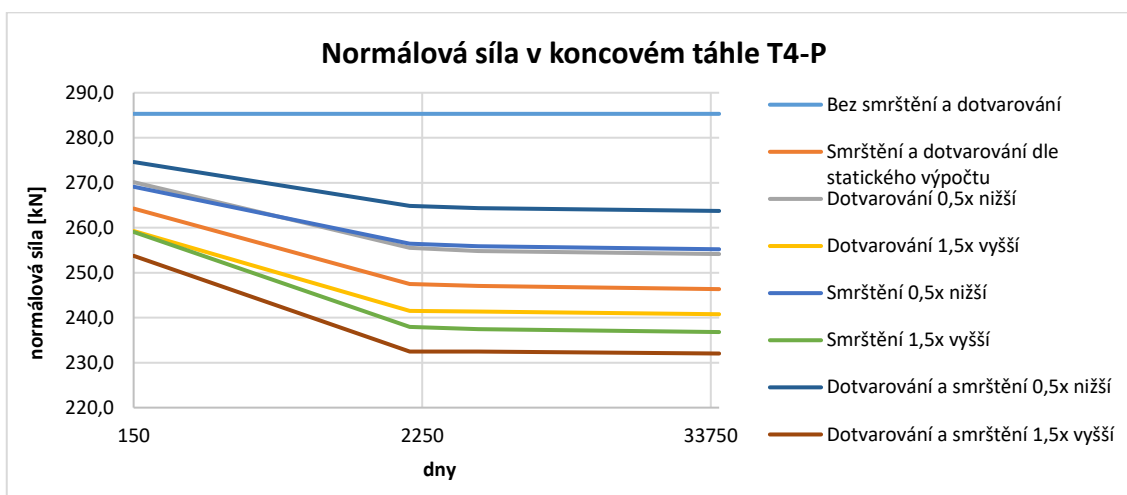


Obr. 238 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T4-L

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 106 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T4-L

Normálová síla v koncovém táhle T4-L [kN]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	290,16	290,16	290,16	290,16
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	267,32	244,59	243,62	242,54
Dotvarování 0,5x nižší	272,78	252,10	251,02	249,96
Dotvarování 1,5x vyšší	262,75	238,88	238,13	237,13
Smrštění 0,5x nižší	273,05	258,10	257,37	256,53
Smrštění 1,5x vyšší	261,69	230,95	229,73	228,41
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	278,39	265,97	265,25	264,52
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	257,01	225,65	224,77	223,62



Obr. 239 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T4-P

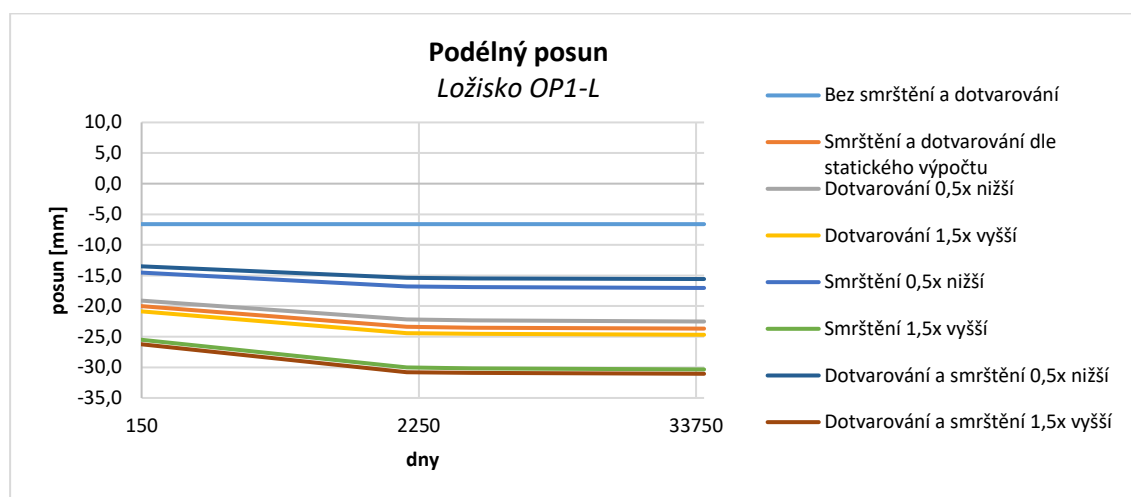
Tab. 107 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T4-P

Normálová síla v koncovém táhle T4-P [kN]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	285,31	285,31	285,31	285,31
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	264,25	247,51	247,03	246,34
Dotvarování 0,5x nižší	270,13	255,51	254,85	254,14
Dotvarování 1,5x vyšší	259,26	241,52	241,33	240,76
Smrštění 0,5x nižší	269,10	256,45	255,91	255,20
Smrštění 1,5x vyšší	259,06	237,91	237,47	236,80
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	274,60	264,86	264,32	263,73
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	253,74	232,46	232,46	232,02

### 8.1.3 Deformace v ložiscích na opěrách OP1 a OP4

#### 8.1.3.1 Podélný posun

Podélný posun v ložiscích je způsoben smrštěním betonové desky, která se snaží zkrátit. Hodnoty zkrácení způsobené smrštěním mohou při vyšších účincích dosahovat až 30 mm. Hodnoty nárůstů deformace jsou nejvýraznější v prvních několika letech, poté se trend nárůstů zpomaluje.

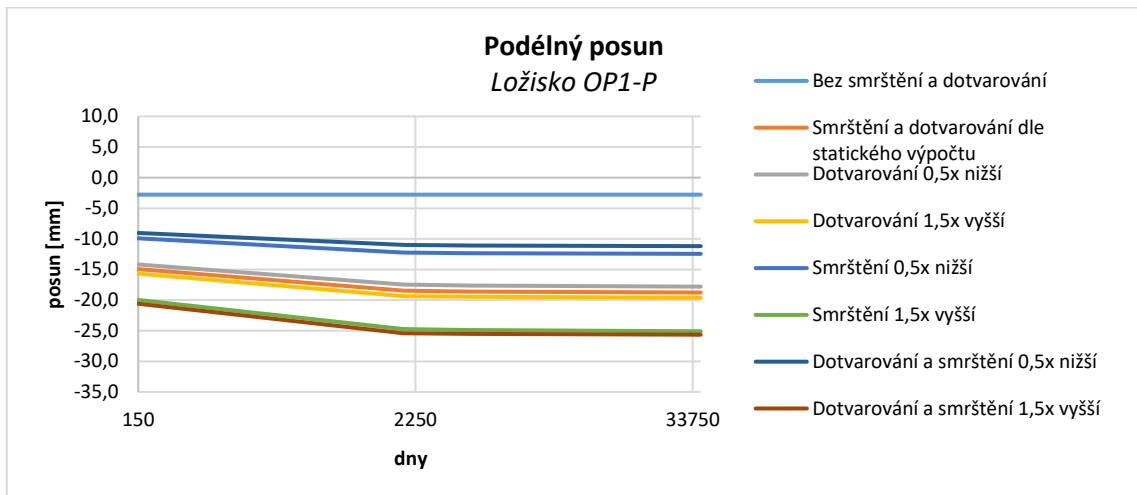


Obr. 240 Reologické změny betonu-podélný posun v ložisku OP1-L

Tab. 108 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP1-L

Podélný posun v ložisku OP1-L [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	-6,62	-6,62	-6,62	-6,62
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	-19,82	-23,39	-23,51	-23,68
Dotvarování 0,5x nižší	-18,93	-22,20	-22,35	-22,52
Dotvarování 1,5x vyšší	-20,66	-24,44	-24,53	-24,68
Smrštění 0,5x nižší	-14,41	-16,79	-16,90	-17,03
Smrštění 1,5x vyšší	-25,25	-30,00	-30,15	-30,34
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	-13,40	-15,36	-15,46	-15,58
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	-25,98	-30,81	-30,90	-31,05

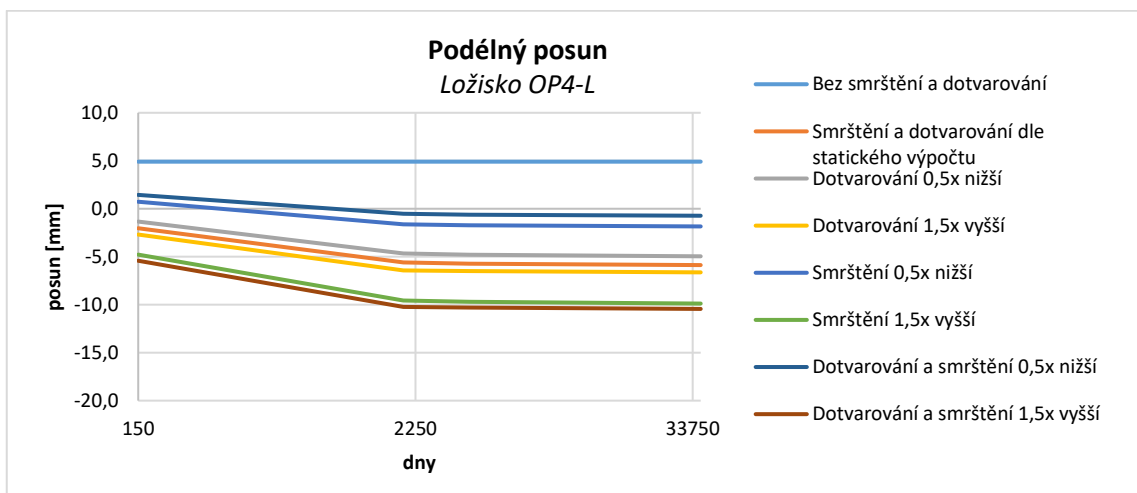
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu



Obr. 241 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP1-P

Tab. 109 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP1-P

Podélný posun v ložisku OP1-P [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	-2,78	-2,78	-2,78	-2,78
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	-14,94	-18,48	-18,61	-18,77
Dotvarování 0,5x nižší	-14,18	-17,48	-17,63	-17,80
Dotvarování 1,5x vyšší	-15,67	-19,37	-19,46	-19,61
Smrštění 0,5x nižší	-9,91	-12,22	-12,32	-12,45
Smrštění 1,5x vyšší	-19,98	-24,75	-24,91	-25,10
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	-9,04	-10,97	-11,07	-11,19
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	-20,60	-25,40	-25,50	-25,66

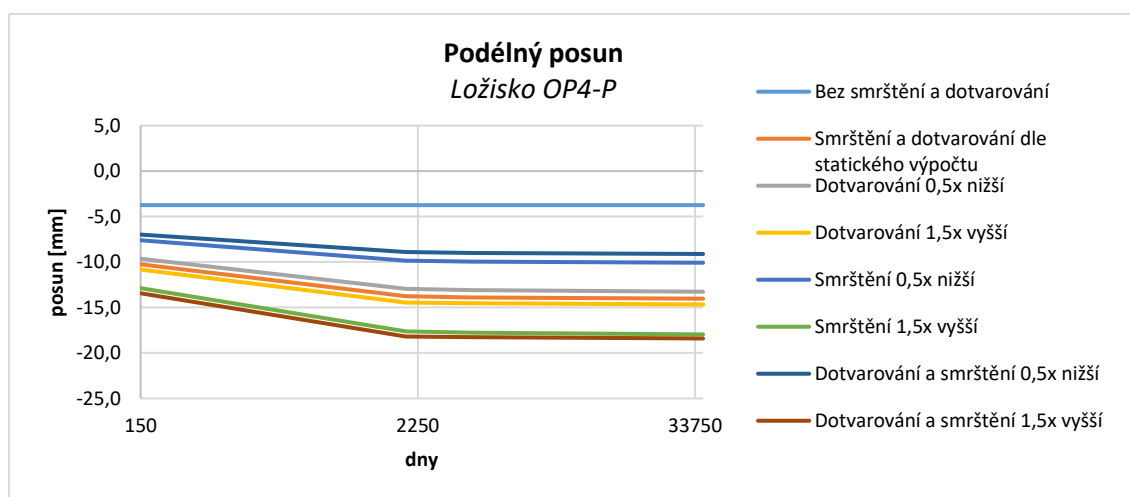


Obr. 242 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP4-L

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 110 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP4-L

Podélný posun v ložisku OP4-L [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	4,91	4,91	4,91	4,91
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	-2,03	-5,60	-5,72	-5,87
Dotvarování 0,5x nižší	-1,34	-4,65	-4,79	-4,96
Dotvarování 1,5x vyšší	-2,69	-6,42	-6,50	-6,63
Smrštění 0,5x nižší	0,73	-1,62	-1,72	-1,84
Smrštění 1,5x vyšší	-4,78	-9,56	-9,70	-9,89
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	1,44	-0,52	-0,62	-0,73
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	-5,42	-10,23	-10,30	-10,44



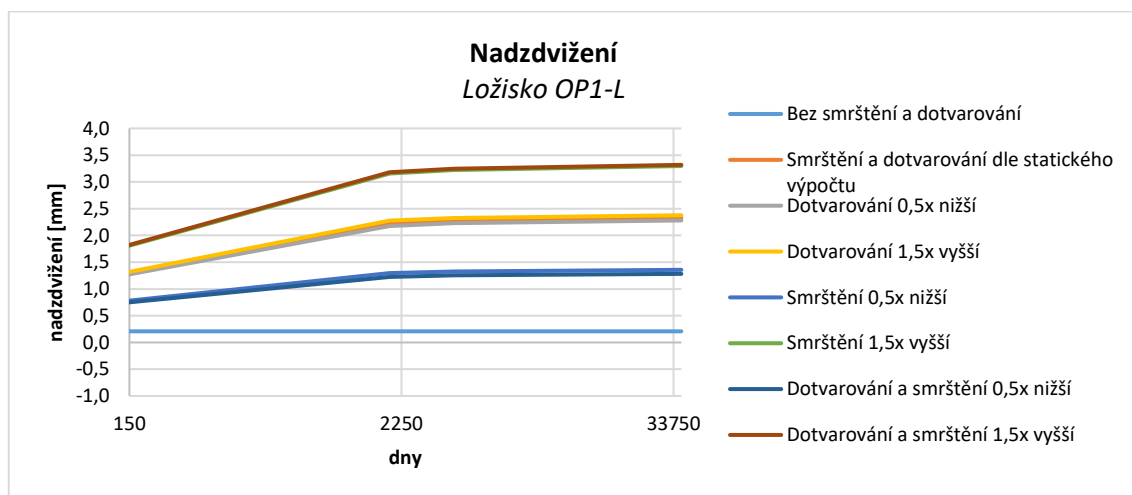
Obr. 243 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP4-P

Tab. 111 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP4-P

Podélný posun v ložisku OP4-P [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	-3,74	-3,74	-3,74	-3,74
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	-10,25	-13,76	-13,88	-14,03
Dotvarování 0,5x nižší	-9,64	-12,95	-13,10	-13,27
Dotvarování 1,5x vyšší	-10,83	-14,45	-14,54	-14,67
Smrštění 0,5x nižší	-7,60	-9,86	-9,96	-10,08
Smrštění 1,5x vyšší	-12,87	-17,63	-17,78	-17,96
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	-6,98	-8,91	-9,01	-9,11
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	-13,43	-18,17	-18,26	-18,40

### 8.1.3.2 Nadzvižení ložisek

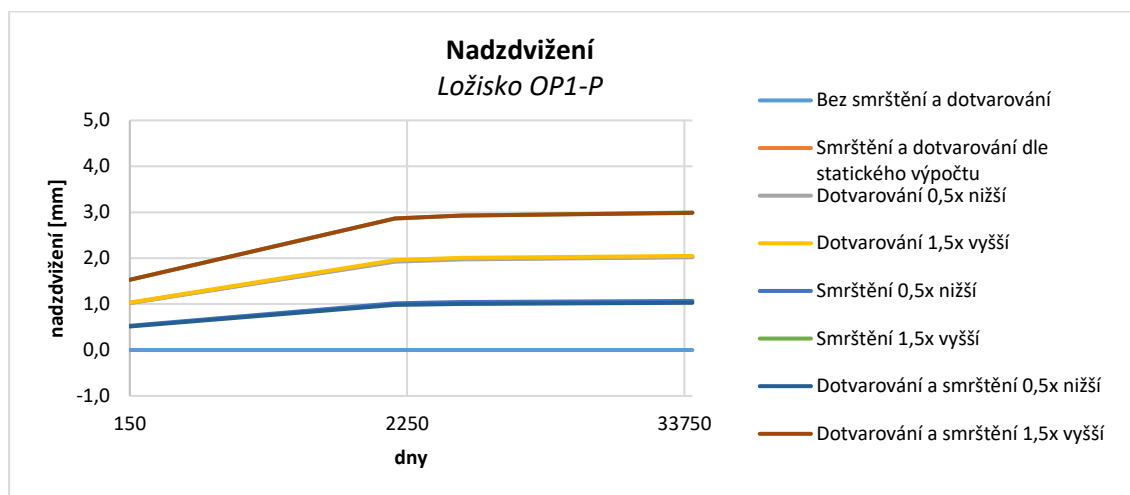
Velmi významným výstupem bylo nadzvižení ložisek na opěrách způsobené reologickými změnami betonu. Vznik vůlí v ložiscích je způsoben zejména účinkem příčného smrštění betonové desky. Betonová deska se snaží zkrátit, a tím prohýbá koncový příčník. Tento problém lze vysvětlit na jednoduchém modelu prostého nosníku s převislými konci, kde podpory jsou koncová táhla. Pokud se střed nosníku prohýbá směrem dolů, jsou okraje zvedány směrem nahoru. Tento efekt je nejvýraznější v prvních 5 letech, kdy hodnoty deformace mohou dosáhnout při vyšších účincích smrštění až 3 mm. Přibližně v této době byla pozorována závada týkající se vzniklých vůlí u ložisek. Lze tedy konstatovat, že vliv reologických změn značným způsobem přispěl ke vzniku vůlí v ložiscích. V současné době lze dle výpočetních modelů této konstrukce považovat reologické změny již za proběhlé.



Obr. 244 Reologické změny betonu - nadzvižení v ložisku OP1-L

Tab. 112 Reologické změny betonu - nadzvižení v ložisku OP1-L

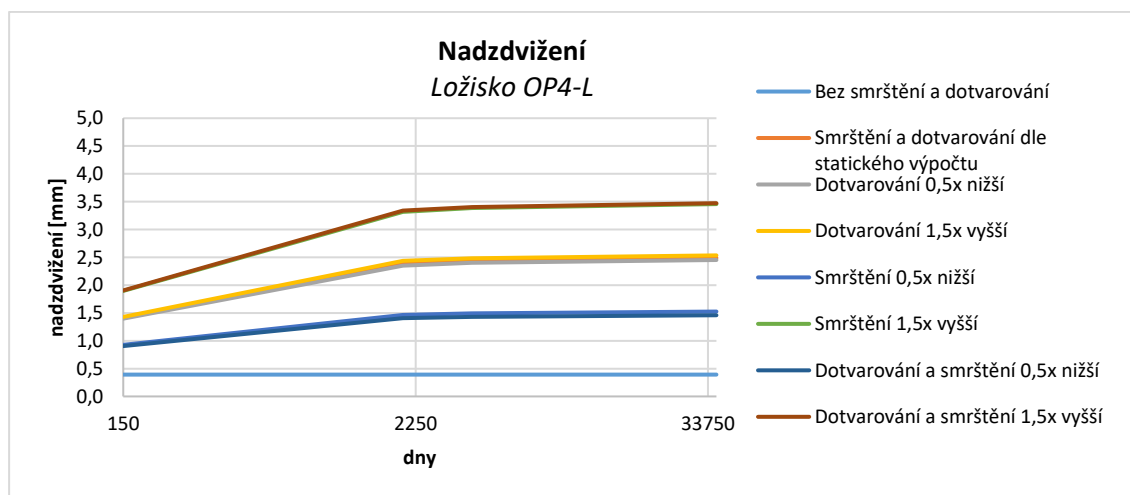
Nadzvižení ložiska OP1-L [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	0,21	0,21	0,21	0,21
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	1,24	2,22	2,27	2,33
Dotvarování 0,5x nižší	1,22	2,18	2,23	2,28
Dotvarování 1,5x vyšší	1,27	2,28	2,33	2,38
Smrštění 0,5x nižší	0,75	1,30	1,33	1,36
Smrštění 1,5x vyšší	1,73	3,15	3,23	3,30
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	0,72	1,23	1,25	1,28
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	1,75	3,18	3,25	3,32



Obr. 245 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP1-P

Tab. 113 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP1-P

Nadzdvížení ložiska OP1-P [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	0,00	0,00	0,00	0,00
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	1,03	1,94	1,98	2,03
Dotvarování 0,5x nižší	1,02	1,93	1,97	2,02
Dotvarování 1,5x vyšší	1,03	1,96	2,00	2,05
Smrštění 0,5x nižší	0,53	1,02	1,04	1,07
Smrštění 1,5x vyšší	1,53	2,87	2,93	3,00
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	0,51	0,98	1,00	1,03
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	1,53	2,86	2,92	2,99



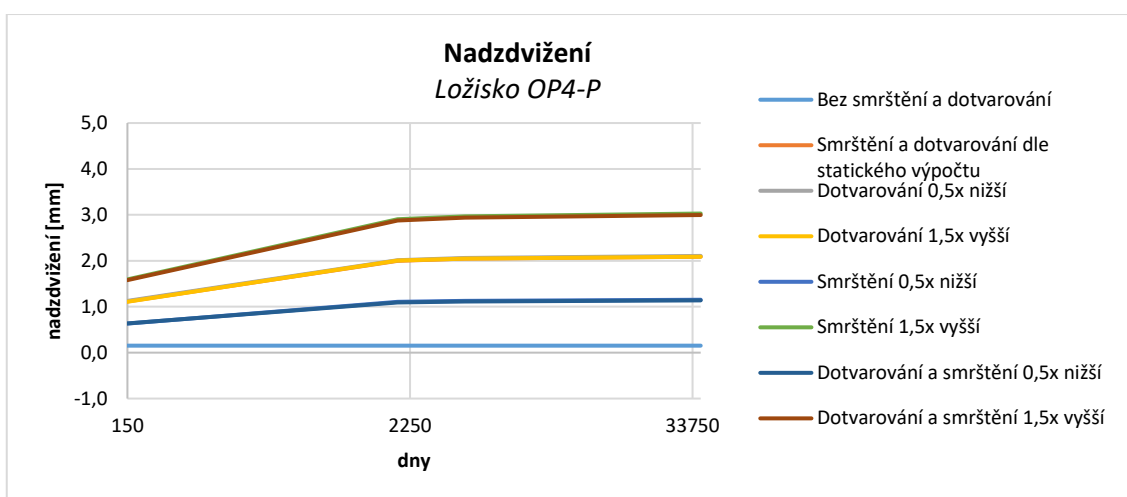
Obr. 246 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP4-L



## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 114 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP4-L

Nadzdvížení ložiska OP4-L [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	0,39	0,39	0,39	0,39
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	1,41	2,39	2,44	2,49
Dotvarování 0,5x nižší	1,40	2,35	2,40	2,45
Dotvarování 1,5x vyšší	1,43	2,44	2,48	2,54
Smrštění 0,5x nižší	0,93	1,47	1,50	1,53
Smrštění 1,5x vyšší	1,90	3,31	3,39	3,46
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	0,91	1,41	1,43	1,46
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	1,91	3,34	3,40	3,47



Obr. 247 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP4-P

Tab. 115 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP4-P

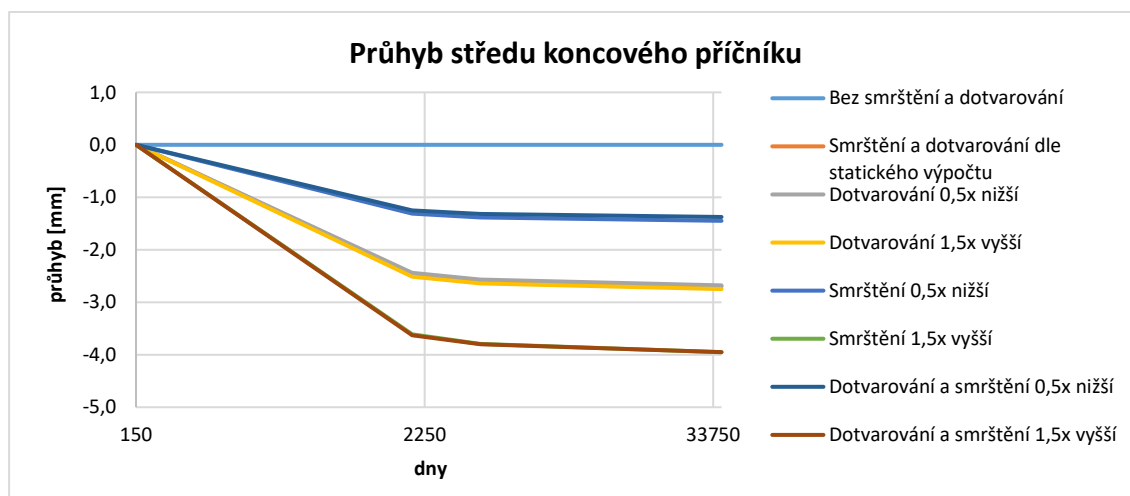
Nadzdvížení ložiska OP4-P [mm]				
Varianty	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	0,15	0,15	0,15	0,15
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	1,11	2,00	2,05	2,09
Dotvarování 0,5x nižší	1,13	2,01	2,06	2,11
Dotvarování 1,5x vyšší	1,11	2,00	2,05	2,09
Smrštění 0,5x nižší	0,63	1,10	1,13	1,15
Smrštění 1,5x vyšší	1,60	2,90	2,97	3,03
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	0,64	1,09	1,11	1,14
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	1,58	2,88	2,94	3,00

### 8.1.4 Průhyb koncového příčnicku

Jak bylo popsáno v kapitole 8.1.3.2, dochází vlivem příčného smrštění desky k zvyšování průhybu středu příčnicku. V grafu je popsán vývoj nárůstu průhybu příčnicku od doby, kdy byl dokončen most. Tento efekt je nejvýraznější v prvních letech, poté dochází k ustálení trendu.

Tab. 116 Reologické změny betonu - průhyb středu koncového příčnicku

Varianty	Změna průhybu středu koncového příčnicku [mm]			
	Dny			
	150 (dokončení konstrukce)	2000 (porucha)	3800 (současný stav)	36500 (konec životnosti)
Bez smrštění a dotvarování	0,00	0,00	0,00	0,00
Smrštění a dotvarování dle statického výpočtu	0,00	-2,46	-2,59	-2,70
Dotvarování 0,5x nižší	0,00	-2,44	-2,57	-2,68
Dotvarování 1,5x vyšší	0,00	-2,51	-2,64	-2,75
Smrštění 0,5x nižší	0,00	-1,31	-1,38	-1,45
Smrštění 1,5x vyšší	0,00	-3,61	-3,79	-3,95
Dotvarování a smrštění 0,5x nižší	0,00	-1,25	-1,32	-1,38
Dotvarování a smrštění 1,5x vyšší	0,00	-3,63	-3,80	-3,95



Obr. 248 Reologické změny betonu – změny průhybu středu koncového příčnicku

## 9 Parametrická analýza sedání konstrukce

Součástí analýzy bylo vyhodnotit účinky sedání spodní stavby na konstrukci. Cílem bylo zjistit, jestli deformace spodní stavby mohly být faktorem, které mohly přispět ke vzniku problémů koncových oblastí. Výchozím pokladem pro analýzu sedání byl dlouhodobý monitoring konstrukce. Dle průběžné zprávy za rok 2019 bylo sedání spodní stavby ukončené cca od roku 2017. Pro analýzu sedání byly vytvořeny 3 numerické modely:

- model – skutečné sedání bez účinků smrštění a dotvarování
- model – skutečné sedání s účinky smrštění a dotvarování
- model – dokončený most – parametrická analýza sedání.

Pro modely zaměřené na skutečné sedání konstrukce byl využit výchozí model dokončeného mostu. Model byl následně rozšířen o časové horizonty vycházející z dlouhodobého monitoringu, ve kterých bylo na konstrukci aplikováno zatížení dle kapitoly 5.7.6.1. Do modelu bylo zahrnuto také sedání stavby ve fázích výstavby po vybetonování desky. Model byl navíc rozdělen na model zohledňující reologické změny betonu a na model bez účinků reologických změn. Smrštění a dotvarování betonu bylo uvažováno výchozí dle ČSN EN 1992-1-1, které bylo uvedeno ve statickém výpočtu. Oba modely byly počítány geometricky nelineárně (na zdeformované konstrukci) se zahnutím P-Delta efektu.

Dále byl vytvořen numerický model, na kterém byla provedena parametrická analýza jednotlivých účinků sedání. Výchozím modelem pro analýzu byl zvolen model po dokončení konstrukce, který v sobě zahrnuje fáze výstavby a reologické změny betonu. Analýza byla tedy zaměřena na odezvu nového mostu. Smrštění a dotvarování betonu bylo uvažováno výchozí dle ČSN EN 1992-1-1, které bylo uvedeno ve statickém výpočtu. Na výchozí tuhost konstrukce byly aplikovány jednotlivé zatěžovací stavy sedání dle kapitoly 5.7.6.2 až 5.7.6.4. Výpočet probíhal geometricky nelineárně (na zdeformované konstrukci) se zahnutím P-Delta efektu. Výchozí veličiny odpovídající době dokončení a zavedené lokální systémy u zkoumaných prvků jsou uvedeny v kapitole 7.1.

### 9.1 Výsledky parametrické analýzy sedání

Z výsledků numerických modelů byly zpracovány přehledné grafy sledovaných částí konstrukce s jejich změnou pro daný parametr. Analýza byla zaměřena na deformace mostovky, deformace pylonů a chování koncových táhel. V každé kapitole jsou vždy uvedeny pouze výsledky částí konstrukce, které jsou přímo ovlivněny těmito zatěžovacími stavy.

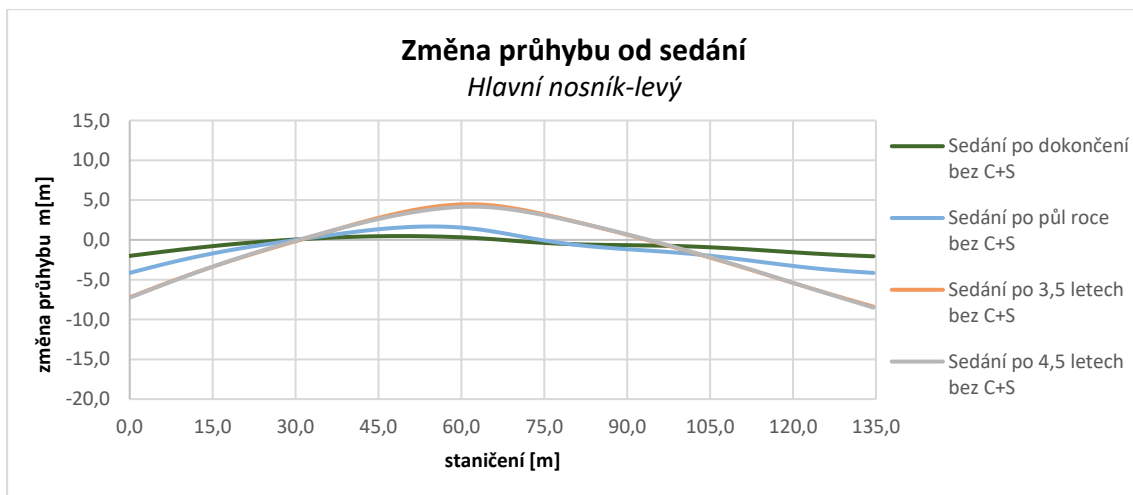
#### 9.1.1 Účinky reálného sedání

U účinků reálného sedání byly sledovány tyto části konstrukce:

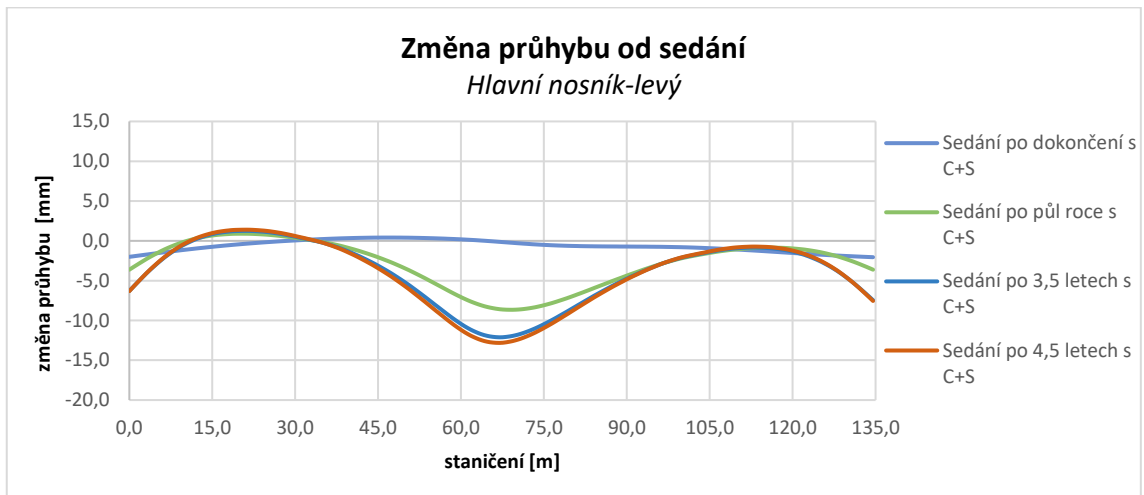
- průhyb hlavních nosníků
- deformace pylonů ve směru Y
- normálová síla koncových táhel.

##### 9.1.1.1 Průhyb hlavních nosníků

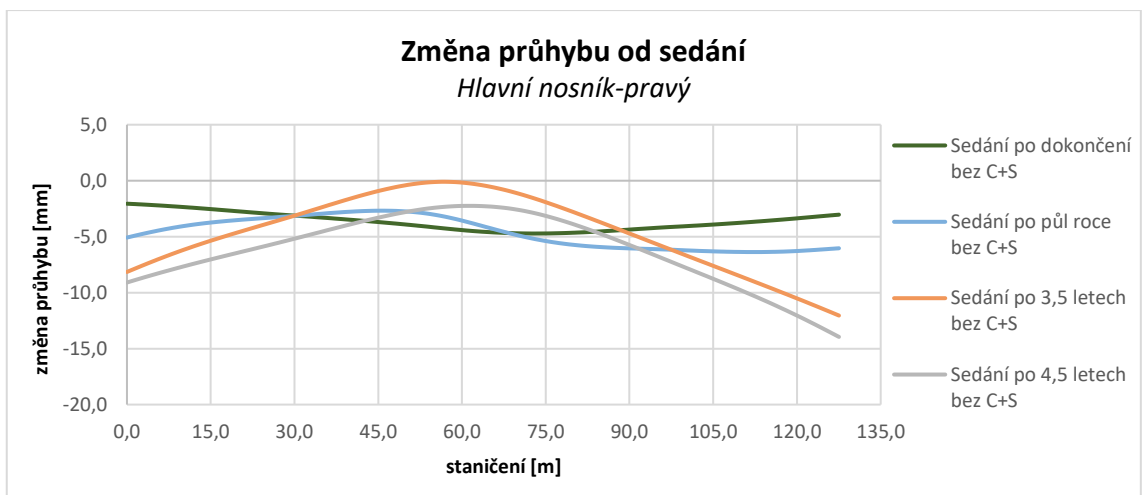
Při porovnání obou modelů si lze všimnout, že deformace v hlavním poli se výrazně liší. Při uvážení sedání pouze bez účinků smrštění a dotvarování desky by docházelo na levém nosníku k nadzdvížení uprostřed rozpětí až 5 mm. Při uvážení účinků dotvarování se levý nosník prohýbá směrem dolů s hodnotou téměř 12 mm. Lze tedy konstatovat, že účinky od sedání jsou pro průhyb hlavního pole zanedbatelné a převažují zde reologické změny betonu. Krajní konce nosníků však výrazně poklesly vlivem velkého sedání krajních opěr.



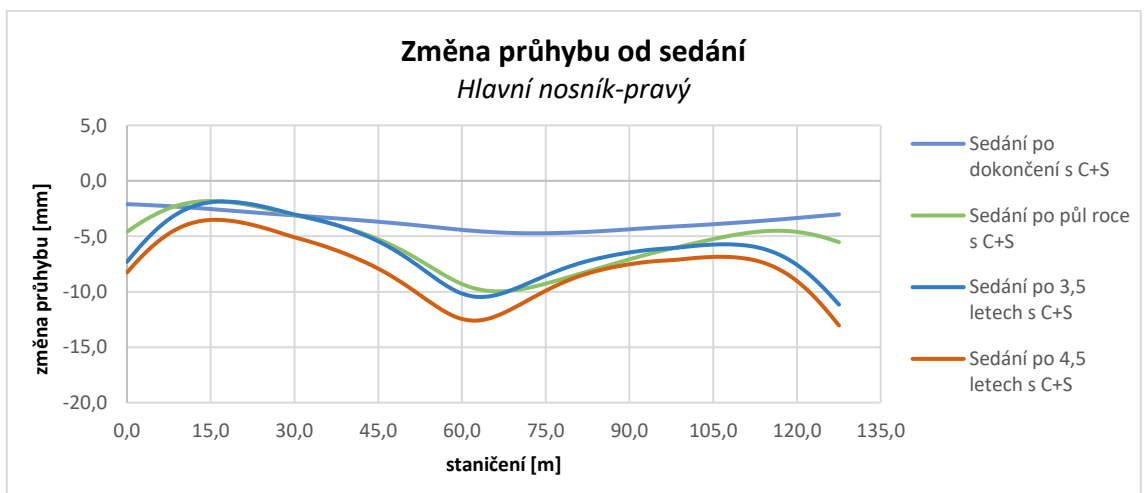
Obr. 249 Účinky reálného sedání – změna průhybu levého nosníku bez účinků C+S



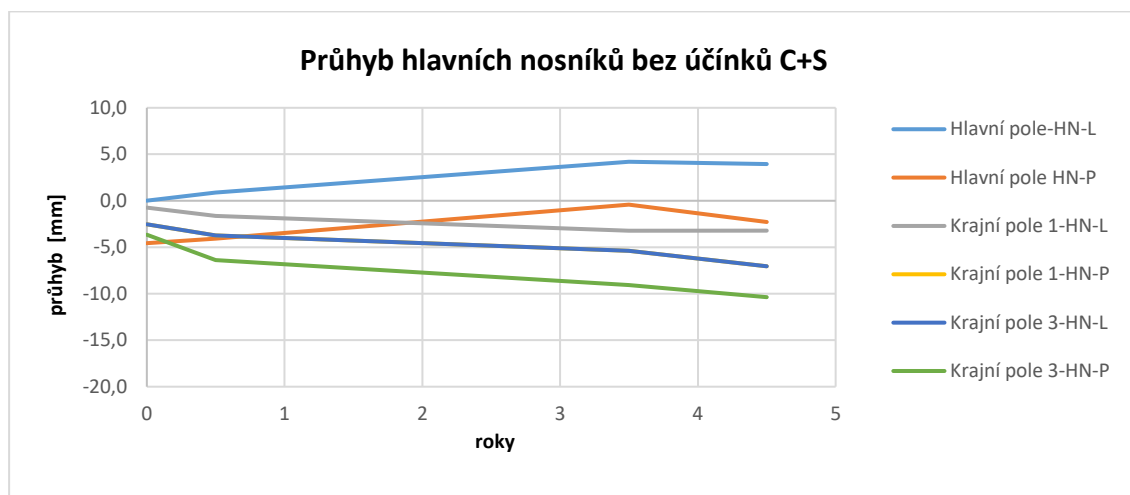
Obr. 250 Účinky reálného sedání – změna průhybu levého nosníku s účinky C+S



Obr. 251 Účinky reálného sedání – změna průhybu pravého nosníku bez účinků C+S



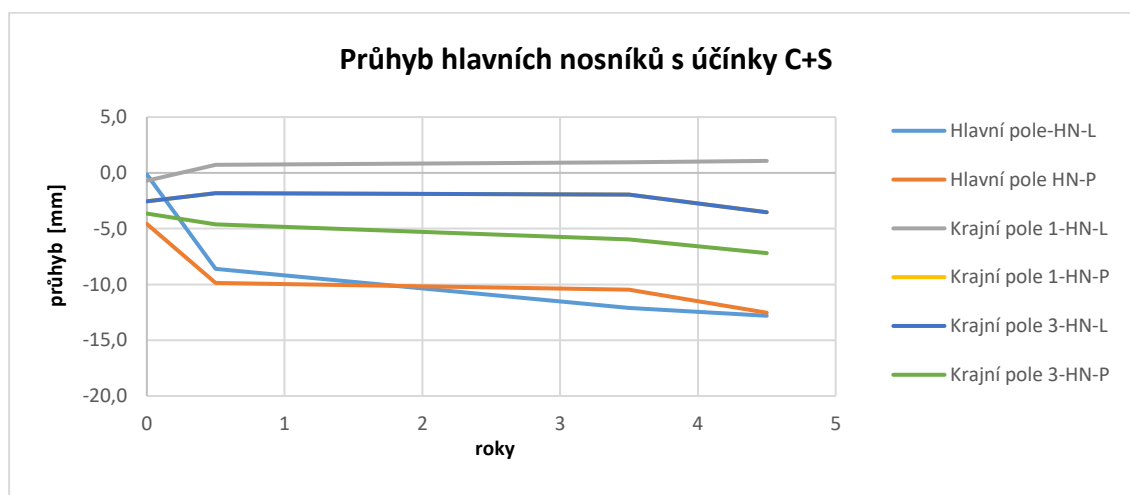
Obr. 252 Účinky reálného sedání – změna průhybu pravého nosníku s účinky C+S



Obr. 253 Účinky reálného sedání – průhyb hlavních nosníků bez účinků C+S

Tab. 117 Účinky reálného sedání – průhyb hlavních nosníků bez účinků C+S

Označení	Změna průhybu středu rozpětí [mm]			
	Zatěžovací stav			
	Sedání po dokončení bez C+S	Sedání po půl roce bez C+S	Sedání po 3,5 letech bez C+S	Sedání po 4,5 letech bez C+S
Hlavní pole-HN-L	0,0	0,9	4,2	4,0
Hlavní pole HN-P	-4,6	-4,1	-0,4	-2,3
Krajní pole 1-HN-L	-0,7	-1,6	-3,2	-3,2
Krajní pole 1-HN-P	-2,5	-3,7	-5,4	-7,0
Krajní pole 3-HN-L	-2,53	-3,75	-5,39	-7,05
Krajní pole 3-HN-P	-3,66	-6,37	-9,08	-10,37



Obr. 254 Účinky reálného sedání – průhyb hlavních nosníků s účinky C+S

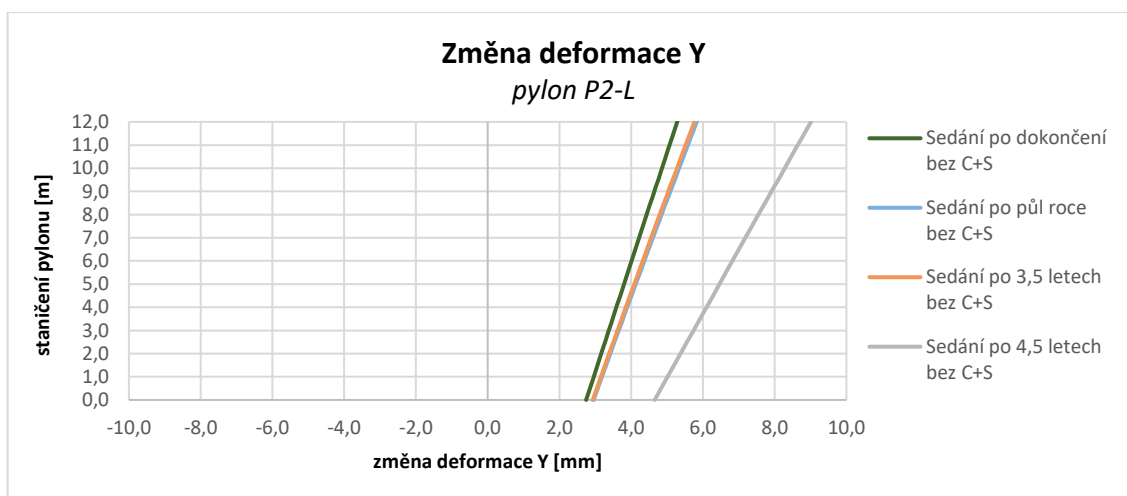
## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 118 Účinky reálného sedání – průhyb hlavních nosníků s účinky C+S

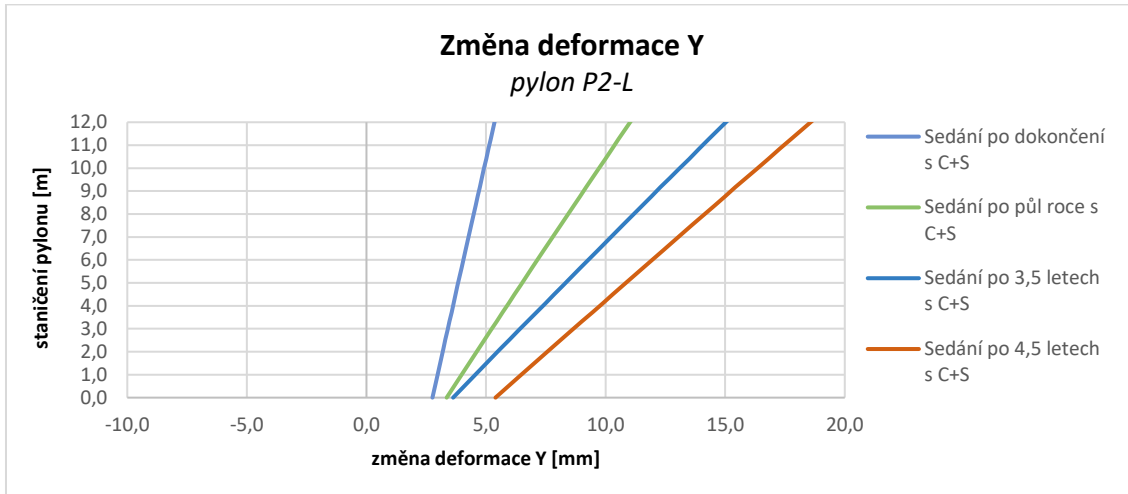
Označení	Změna průhybu středu rozpětí [mm]			
	Zatěžovací stav			
	Sedání po dokončení s C+S	Sedání po půl roce s C+S	Sedání po 3,5 letech s C+S	Sedání po 4,5 letech s C+S
Hlavní pole-HN-L	-0,1	-8,6	-12,1	-12,8
Hlavní pole HN-P	-4,6	-9,9	-10,5	-12,5
Krajní pole 1-HN-L	-0,7	0,7	0,9	1,1
Krajní pole 1-HN-P	-2,5	-1,8	-1,9	-3,5
Krajní pole 3-HN-L	-2,54	-1,82	-1,94	-3,53
Krajní pole 3-HN-P	-3,65	-4,61	-5,98	-7,19

### 9.1.1.2 Deformace pylonů ve směru Y

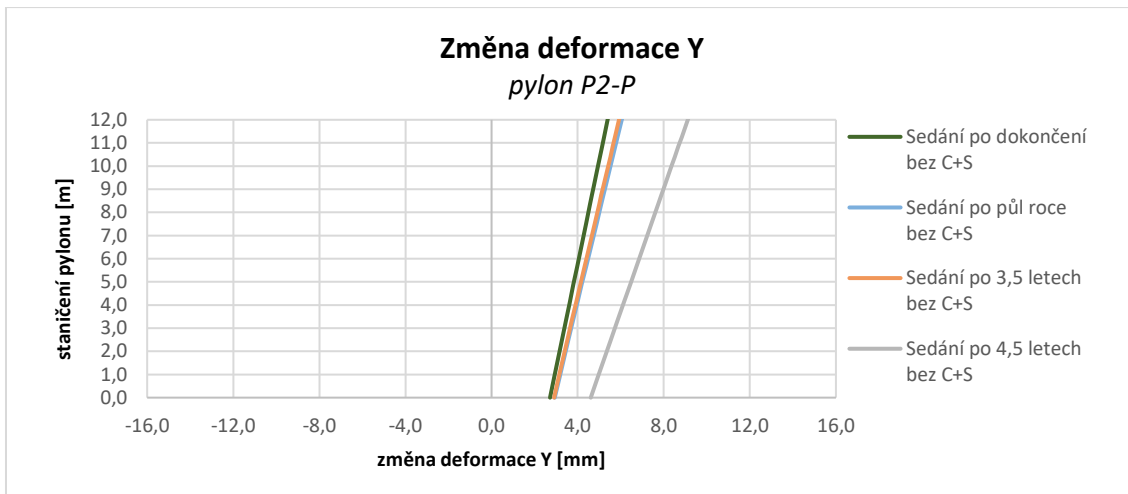
Vlivem nerovnoměrného sedání podpěr došlo k natočení pylonů. U modelu zohledňujícího reologické změny betonu se ve výsledcích projevují účinky příčného smrštění betonové desky. Deska se snaží v příčném směru zkrátit, a tím ohýbá podporový příčník. To způsobuje natáčení pylonů směrem ke středové ose a rozdílnou deformaci pravých a levých pylonů. Výsledky si lze porovnat v Tab. 119 a Tab. 120.



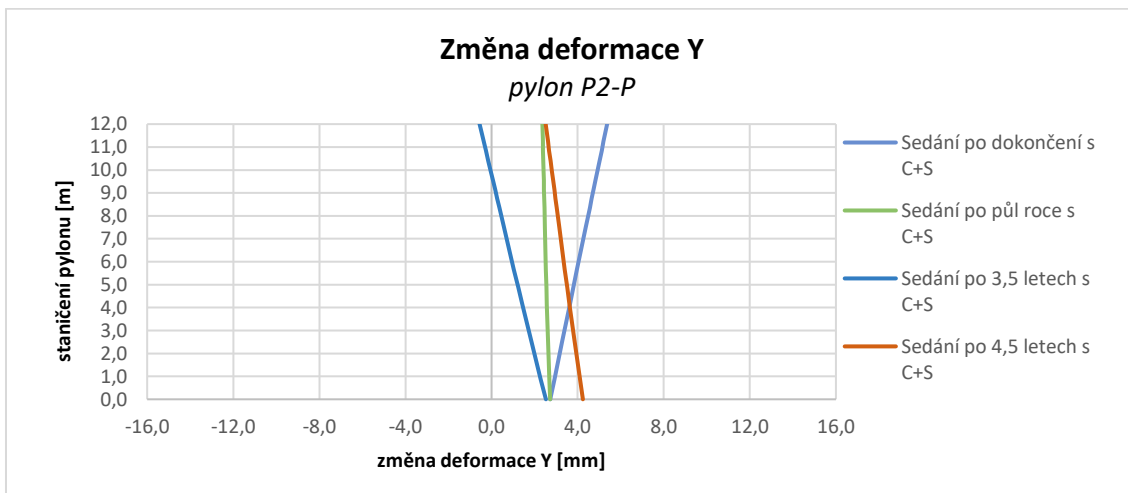
Obr. 255 Účinky reálného sedání – změna deformace Y bez účinků C+S – pylon P2-L



Obr. 256 Účinky reálného sedání – změna deformace Y s účinky C+S – pylon P2-L

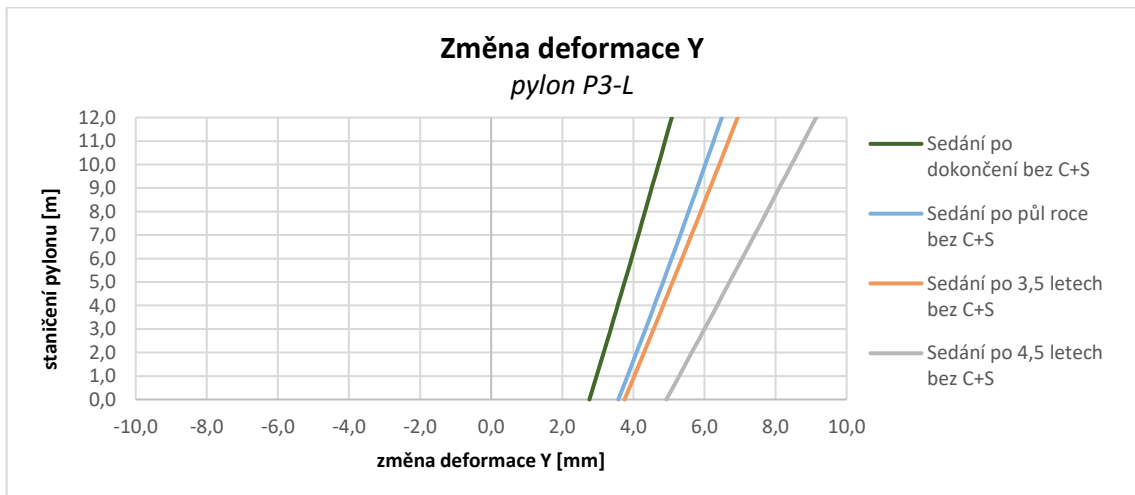


Obr. 257 Účinky reálného sedání – změna deformace Y bez účinků C+S – pylon P2-P

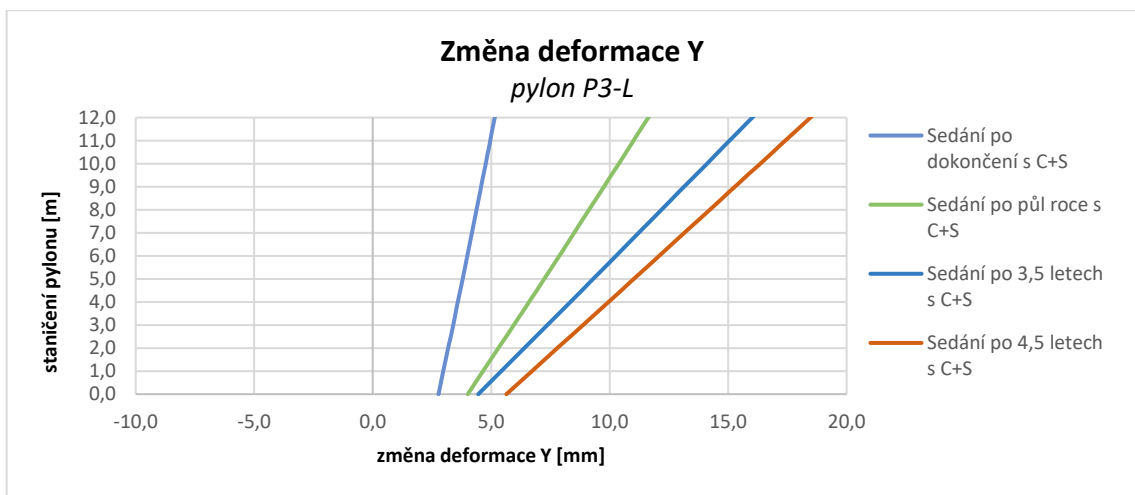


Obr. 258 Účinky reálného sedání – změna deformace Y s účinky C+S – pylon P2-P

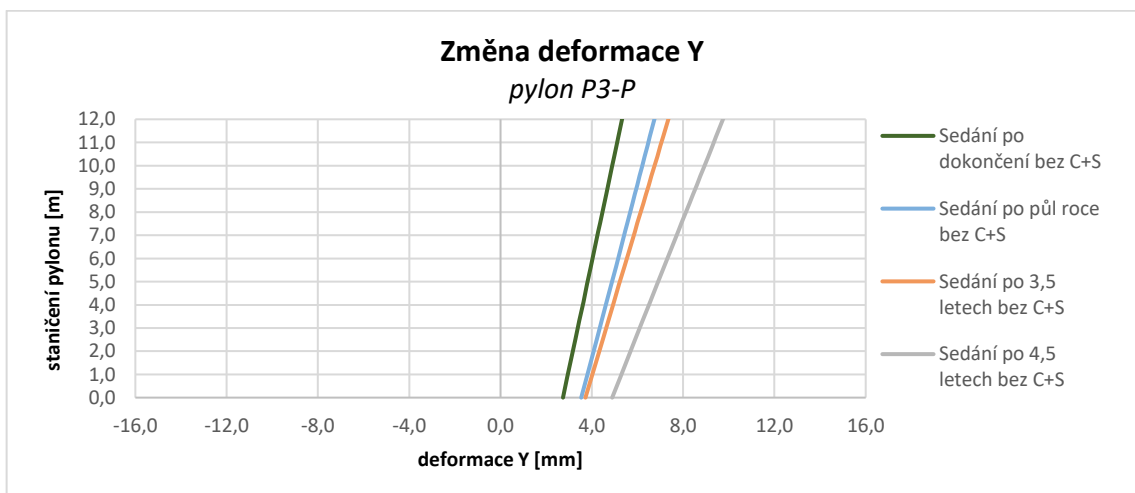




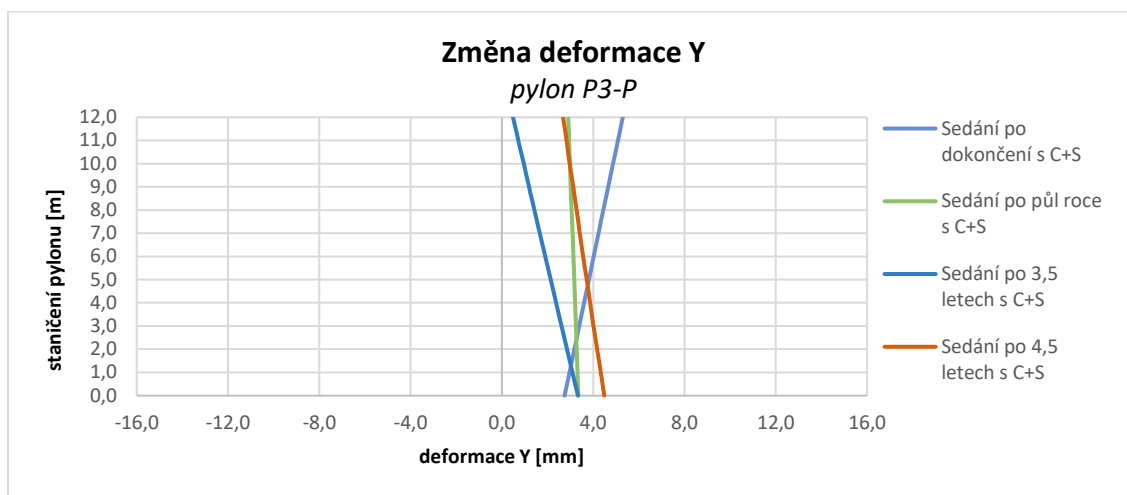
Obr. 259 Účinky reálného sedání – změna deformace Y bez účinků C+S – pylon P3-L



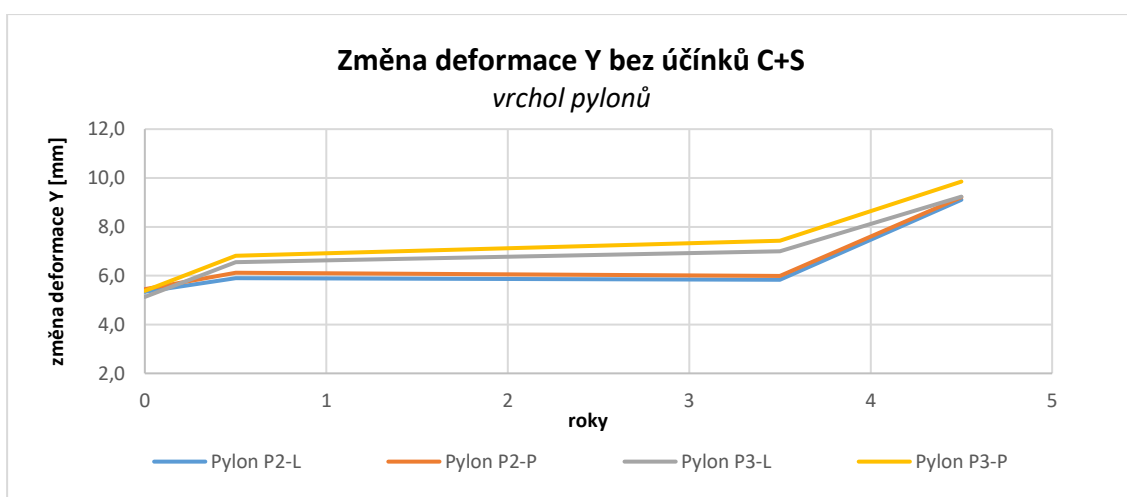
Obr. 260 Účinky reálného sedání – změna deformace Y s účinky C+S – pylon P3-L



Obr. 261 Účinky reálného sedání – změna deformace Y bez účinků C+S – pylon P3-P



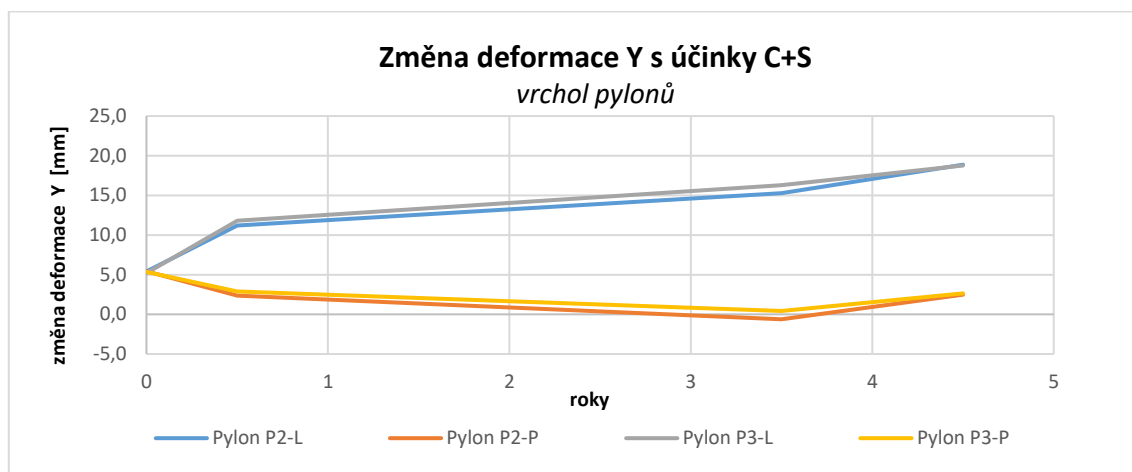
Obr. 262 Účinky reálného sedání – změna deformace Y s účinky C+S – pylon P3-P



Obr. 263 Účinky reálného sedání – změna deformace Y ve vrcholu pylonů bez účinků C+S

Tab. 119 Účinky reálného sedání – změna deformace Y ve vrcholu pylonů bez účinků C+S

Označení	Změna deformace Y ve vrcholu pylonu [mm]			
	Zatěžovací stav			
	Sedání po dokončení bez C+S	Sedání po půl roce bez C+S	Sedání po 3,5 letech bez C+S	Sedání po 4,5 letech bez C+S
Pylon P2-L	5,3	5,9	5,8	9,1
Pylon P2-P	5,4	6,1	6,0	9,2
Pylon P3-L	5,1	6,5	7,0	9,2
Pylon P3-P	5,4	6,8	7,4	9,9



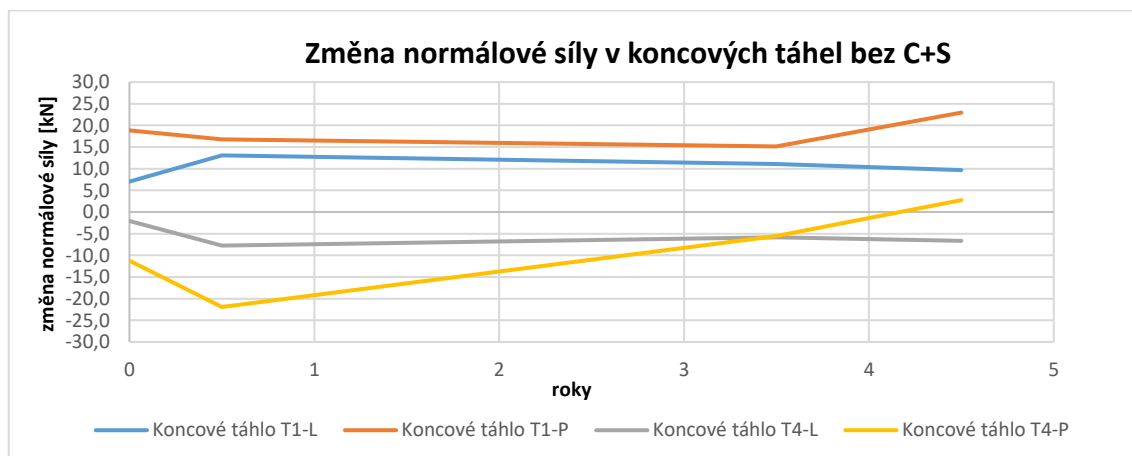
Obr. 264 Účinky reálného sedání – změna deformace Y ve vrcholu pylonů s účinky C+S

Tab. 120 Účinky reálného sedání – změna deformace Y ve vrcholu pylonů s účinky C+S

Označení	Změna deformace Y ve vrcholu pylonu [mm]			
	Zatěžovací stav			
	Sedání po dokončení s C+S	Sedání po půl roce s C+S	Sedání po 3,5 letech s C+S	Sedání po 4,5 letech s C+S
Pylon P2-L	5,4	11,2	15,3	18,9
Pylon P2-P	5,4	2,4	-0,6	2,5
Pylon P3-L	5,2	11,8	16,3	18,8
Pylon P3-P	5,4	2,9	0,4	2,6

### 9.1.1.3 Normálová síla koncových táhel

Při porovnání obou modelů lze konstatovat, že při působení reálného sedání nebyla výrazným způsobem ovlivněna normálová síla koncových táhel. V modelu bez účinků smrštění a dotvarování navíc tato normálová síla v táhlech narostla. V modelu se zahrnutím účinků smrštění a dotvarování normálová síla mírně poklesla. Lze tedy konstatovat, že sedání nebylo příčinou vzniku závady. Výsledky změny normálové síly z obou modelů jsou uvedeny v Tab. 121 a Tab. 122.

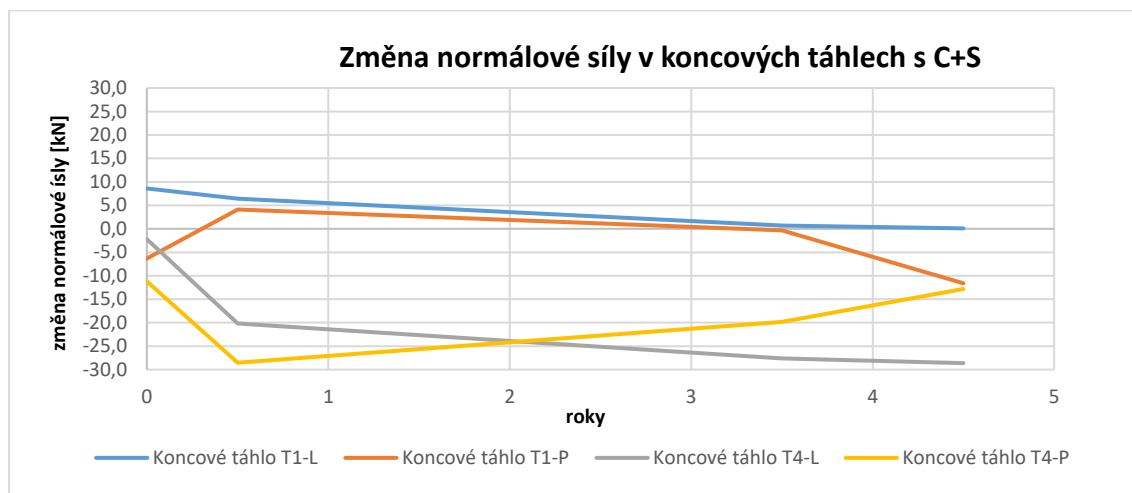


Obr. 265 Účinky reálného sedání – změna normálové síly v koncových táhlech bez účinků C+S

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 121 Účinky reálného sedání – změna normálové síly v koncových táhlech bez účinků C+S

Označení	Normálová síla koncových táhel - dokončený most bez C+S [kN]	Změna normálové síly v koncových táhlech [kN]			
		Zatěžovací stav			
		Sedání po dokončení bez C+S	Sedání po půl roce bez C+S	Sedání po 3,5 letech bez C+S	Sedání po 4,5 letech bez C+S
Koncové táhlo T1-L	204,0	7,0	13,1	11,1	9,7
Koncové táhlo T1-P	272,2	18,9	16,8	15,1	23,0
Koncové táhlo T4-L	288,3	-2,1	-7,8	-5,9	-6,7
Koncové táhlo T4-P	286,2	-11,2	-21,9	-5,5	2,7



Obr. 266 Účinky reálného sedání – změna normálové síly v koncových táhlech s účinky C+S

Tab. 122 Účinky reálného sedání – změna normálové síly v koncových táhlech s účinky C+S

Označení	Normálová síla koncových táhel - dokončený most s C+S [kN]	Změna normálové síly v koncových táhlech [kN]			
		Zatěžovací stav			
		Sedání po dokončení s C+S	Sedání po půl roce s C+S	Sedání po 3,5 letech s C+S	Sedání po 4,5 letech s C+S
Koncové táhlo T1-L	192,2	8,6	6,4	0,7	0,1
Koncové táhlo T1-P	277,2	-6,3	4,1	-0,3	-11,6
Koncové táhlo T4-L	266,8	-2,2	-20,2	-27,6	-28,6
Koncové táhlo T4-P	266,4	-11,2	-28,5	-19,8	-12,8

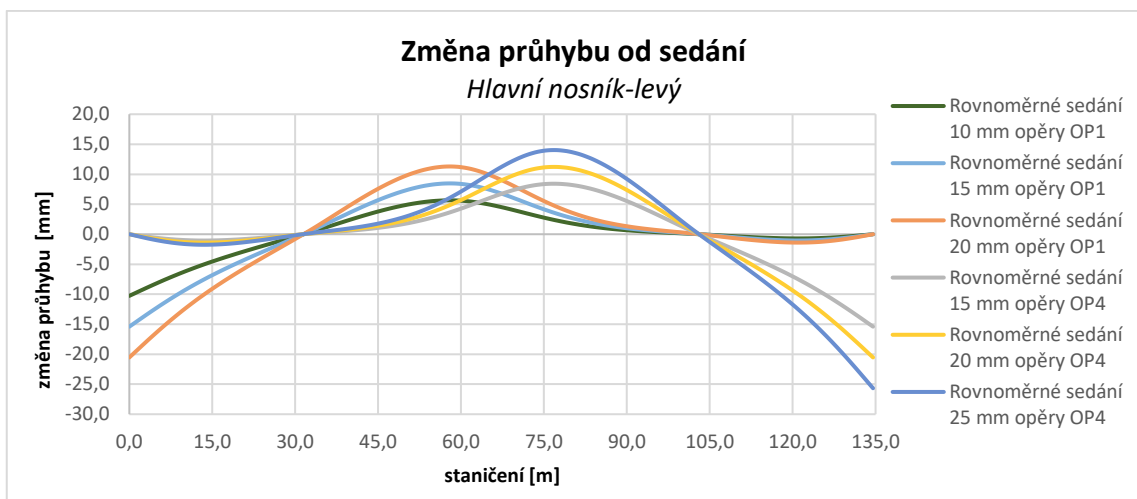
### 9.1.2 Účinky rovnoměrného sedání opěr

Účinky rovnoměrného sedání opěr ovlivňují následující části konstrukce:

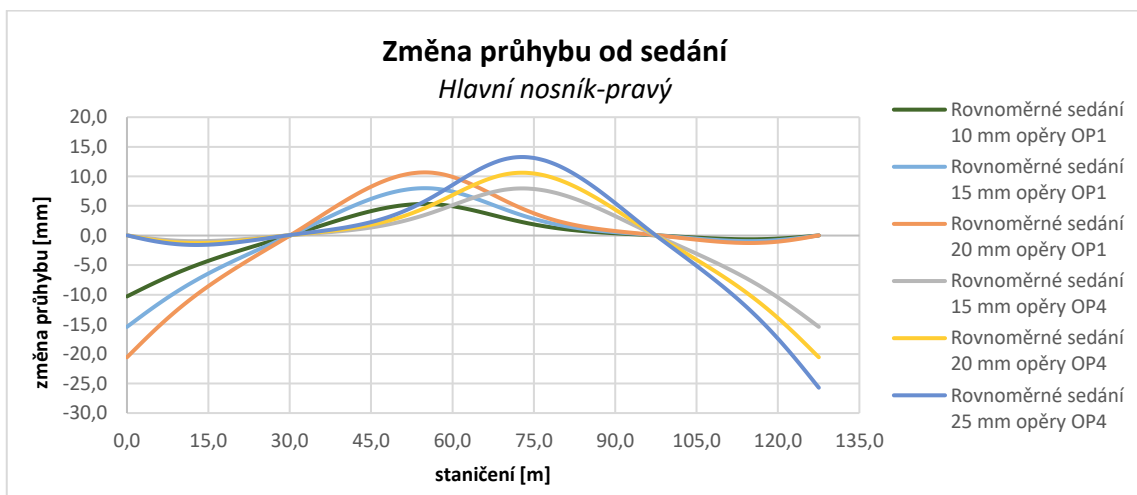
- průhyb hlavních nosníků
- normálová síla koncových táhel.

#### 9.1.2.1 Průhyb hlavních nosníků

Při rovnoměrném sedání opěr dochází ke změně průhybu hlavních nosníků. Opěra při sedání stahuje krajní pole. To způsobuje také nárůst deformace ve středním poli, které se snaží zvednout. Hodnoty nárůstu průhybu ve středním poli jsou pro maximální sedání až téměř 15 mm.



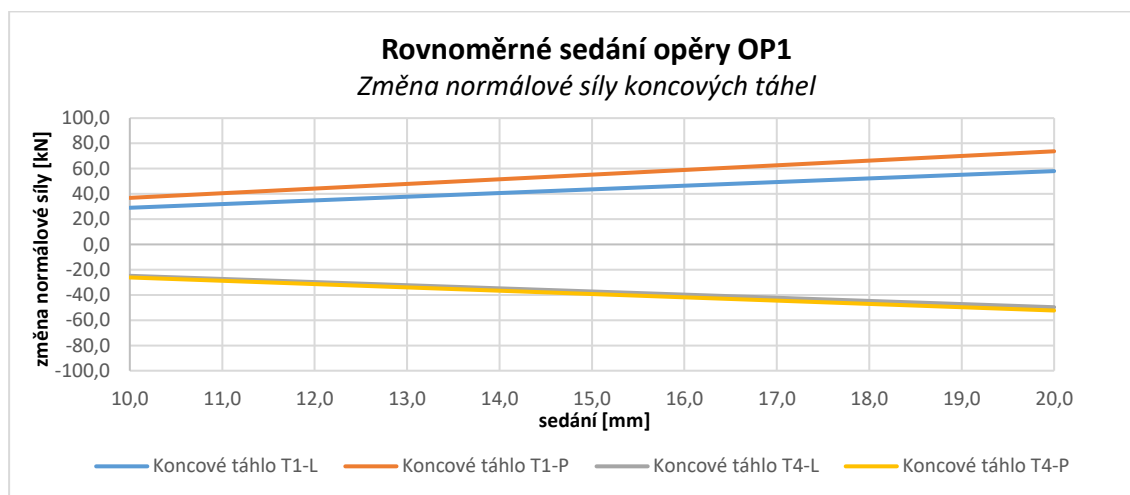
Obr. 267 Účinky rovnoměrného sedání opěr – změna průhybu – levý nosník



Obr. 268 Účinky rovnoměrného sedání opěr – změna průhybu – pravý nosník

### 9.1.2.2 Normálová síla koncových táhel

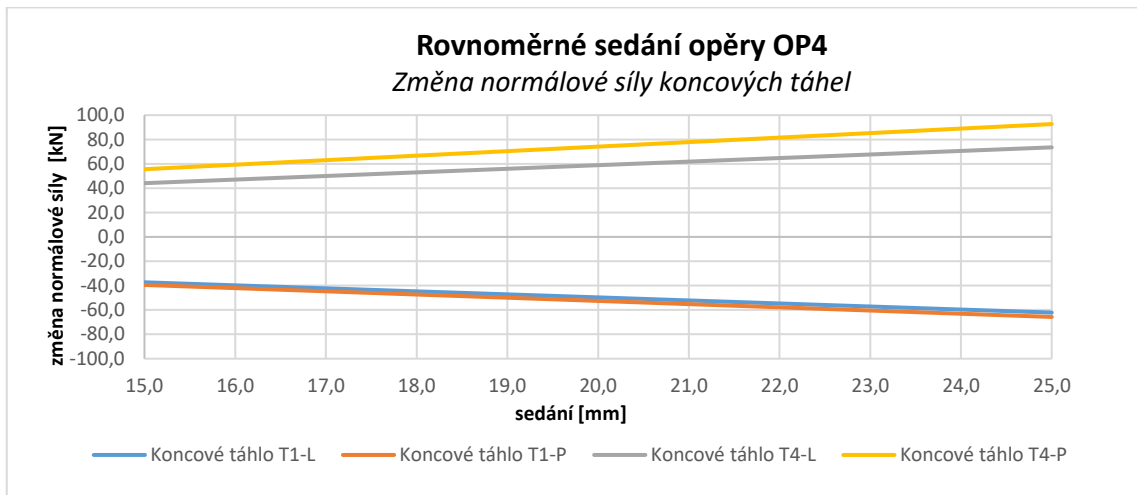
Při rovnoměrném sedání opěr dochází ke změně normálové síly v koncových táhlech. Při sedání jedné z opěr se normálová síla v táhlech umístěných na této opěře zvyšuje, oproti tomu na druhé opěře se v koncových táhlech normálová síla snižuje. Sedání stahuje konstrukci dolů, a tím normálová síla narůstá. Rozdíly způsobené účinkem rovnoměrného sedání uvedeny v Tab. 123 a Tab. 124.



Obr. 269 Účinky rovnoměrného sedání opěry OP1 – změna normálové síly v koncových táhlech

Tab. 123 Účinky rovnoměrného sedání opěry OP1 – změna normálové síly v koncových táhlech

Označení	Normálová síla koncových táhel - dokončený most [kN]	Změna normálové síly v koncových táhlech [kN]		
		Zatěžovací stav		
		Rovnoměrné sedání 10 mm opěry OP1	Rovnoměrné sedání 15 mm opěry OP1	Rovnoměrné sedání 20 mm opěry OP1
Koncové táhlo T1-L	190,0	29,0	43,5	58,1
Koncové táhlo T1-P	279,3	36,9	55,3	73,7
Koncové táhlo T4-L	267,2	-24,9	-37,3	-49,7
Koncové táhlo T4-P	264,2	-26,2	-39,3	-52,4



Obr. 270 Účinky rovnoměrného sedání opěry OP4 – změna normálové síly v koncových táhlech

Tab. 124 Účinky rovnoměrného sedání opěry OP4 – změna normálové síly v koncových táhlech

Označení	Normálová síla koncových táhel - dokončený most [kN]	Změna normálové síly v koncových táhlech [kN]		
		Zatěžovací stav		
		Rovnoměrné sedání 15 mm opěry OP4	Rovnoměrné sedání 20 mm opěry OP4	Rovnoměrné sedání 25 mm opěry OP4
Koncové táhlo T1-L	190,0	-37,3	-49,7	-62,1
Koncové táhlo T1-P	279,3	-39,4	-52,6	-65,7
Koncové táhlo T4-L	267,2	44,1	58,8	73,5
Koncové táhlo T4-P	264,2	55,6	74,1	92,7

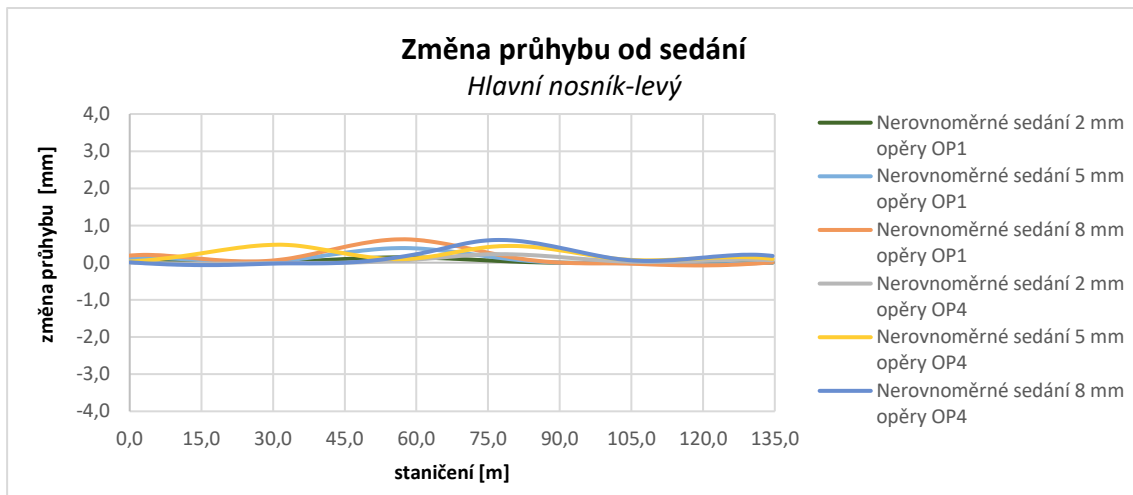
### 9.1.3 Účinky nerovnoměrného sedání opěr

Účinky nerovnoměrného sedání opěr ovlivňují následující části konstrukce:

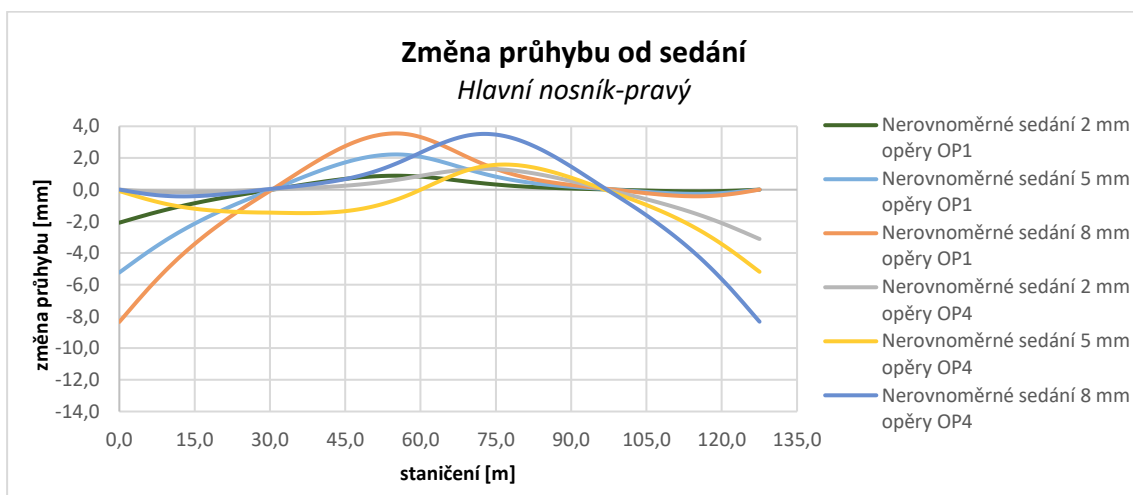
- průhyb hlavních nosníků
- normálová síla koncových táhel.

#### 9.1.3.1 Průhyb hlavních nosníků

Při nerovnoměrném sedání opěr dochází ke změně průhybu hlavních nosníků. Pravá strana opěry poklesne a stahuje konstrukci směrem dolů. Tato změna se projevuje i v hlavním poli, kde dochází ke zvednutí nosníku směrem nahoru. Velikosti průhybu hlavního pole dosahují hodnot pro maximální uvažované sednutí do 3 mm.



Obr. 271 Účinky nerovnoměrného sedání opěr – změna průhybu levého nosníku



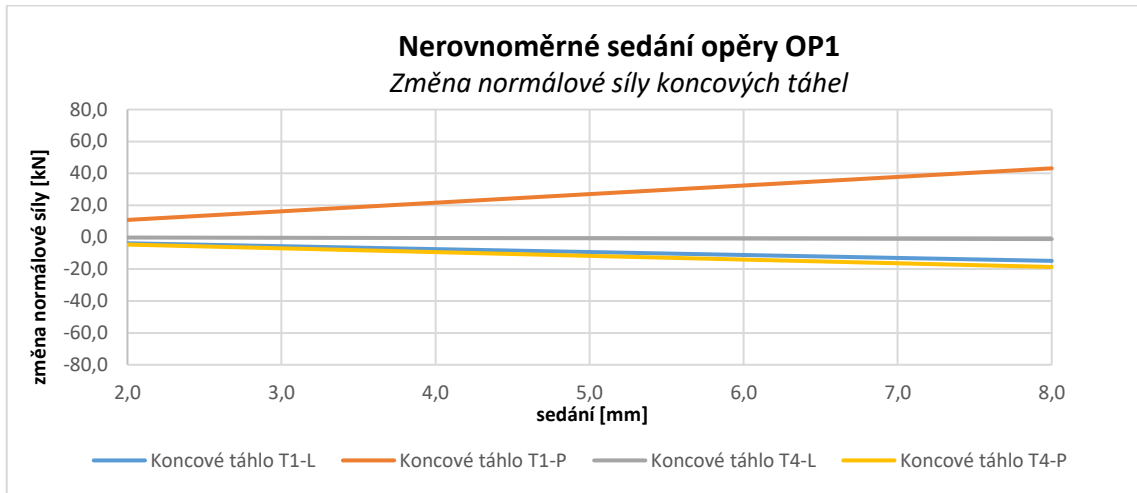
Obr. 272 Účinky nerovnoměrného sedání opěr – změna průhybu pravého nosníku



## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

### 9.1.3.2 Normálová síla koncových táhel

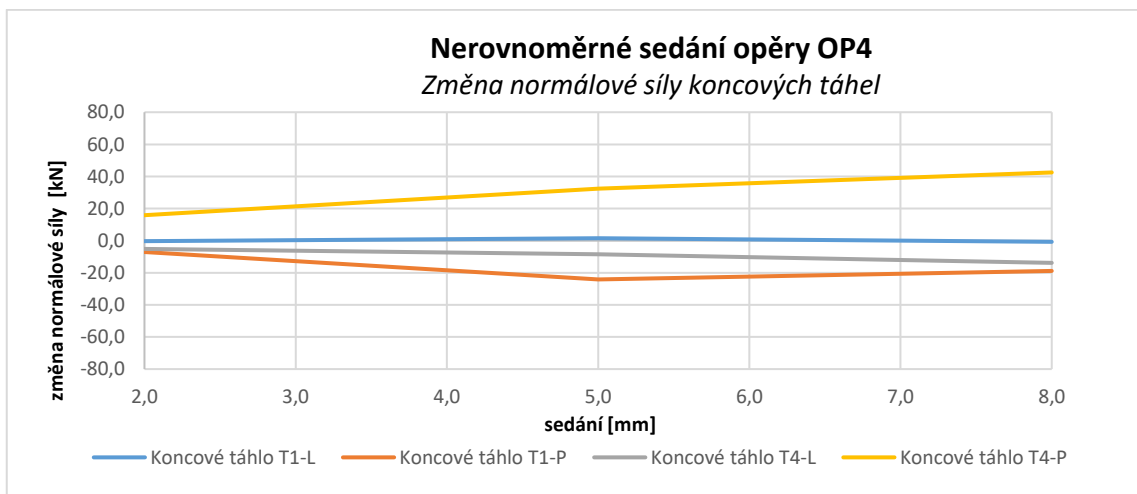
Při nerovnoměrném sedání opěr dochází ke změně normálové síly v koncových táhlech. Natočení opěry stahuje pravé táhlo dolů, a tím se v něm zvyšuje normálová síla. Tento efekt způsobuje snížení normálové síly v ostatních táhlech. Rozdíly způsobené účinkem nerovnoměrného sedání jsou uvedeny v Tab. 125 a Tab. 126.



Obr. 273 Účinky nerovnoměrného sedání opěry OP1 – změna normálové síly v koncových táhlech

Tab. 125 Účinky nerovnoměrného sedání opěry OP1 – změna normálové síly v koncových táhlech

Označení	Normálová síla koncových táhel - dokončený most [kN]	Změna normálové síly v koncových táhlech [kN]		
		Zatěžovací stav		
		Nerovnoměrné sedání 2 mm opěry OP1	Nerovnoměrné sedání 5 mm opěry OP1	Nerovnoměrné sedání 8 mm opěry OP1
Koncové táhlo T1-L	190,0	-3,8	-9,3	-14,9
Koncové táhlo T1-P	279,3	10,8	27,0	43,2
Koncové táhlo T4-L	267,2	-0,2	-0,7	-1,2
Koncové táhlo T4-P	264,2	-4,6	-11,7	-18,7



Obr. 274 Účinky nerovnoměrného sedání opěry OP4 – změna normálové síly v koncových táhlech

Tab. 126 Účinky nerovnoměrného sedání opěry OP4 – změna normálové síly v koncových táhlech

Označení	Normálová síla koncových táhel - dokončený most [kN]	Změna normálové síly v koncových táhlech [kN]		
		Zatěžovací stav		
		Nerovnoměrné sedání 2 mm opěry OP4	Nerovnoměrné sedání 5 mm opěry OP4	Nerovnoměrné sedání 8 mm opěry OP4
Koncové táhlo T1-L	190,0	-0,3	1,5	-0,7
Koncové táhlo T1-P	279,3	-7,1	-24,1	-18,9
Koncové táhlo T4-L	267,2	-5,1	-8,4	-13,8
Koncové táhlo T4-P	264,2	15,9	32,3	42,5

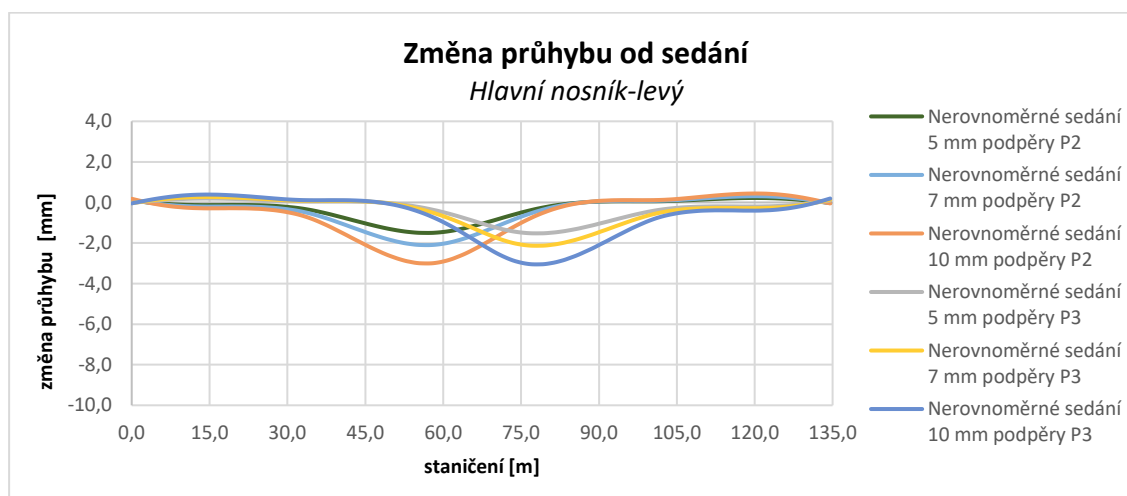
### 9.1.4 Účinky nerovnoměrného sedání podpěr pylónů

Účinky nerovnoměrného sedání ovlivňují následující části konstrukce:

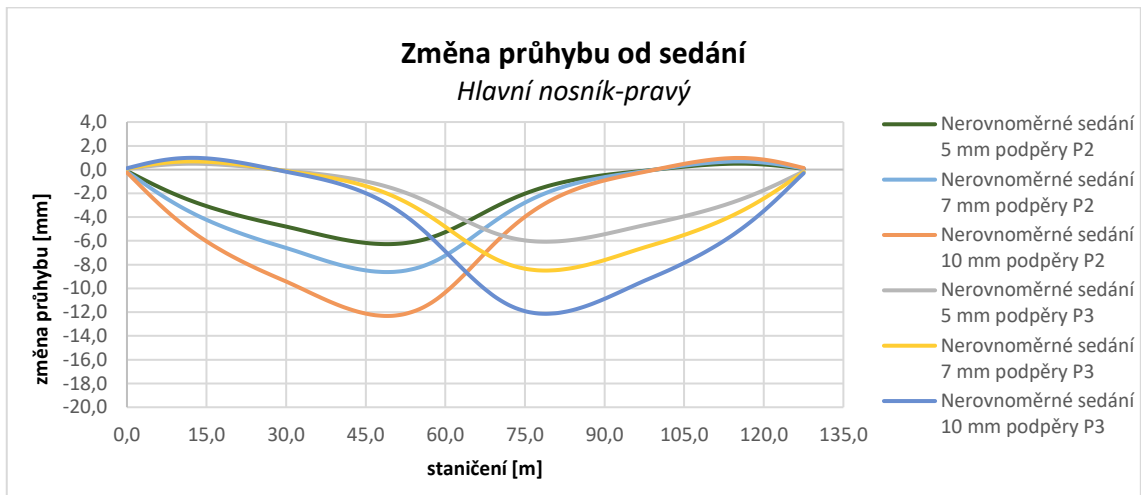
- průhyb hlavních nosníků
- normálová síla koncových táhel.

#### 9.1.4.1 Průhyb hlavních nosníků

Při nerovnoměrném sedání podpěr P2 a P3 dochází ke zvýšení průhybů hlavních nosníků v místě podpěr. Hodnoty deformací jsou vyšší na pravém nosníku, kde docházelo při nerovnoměrném sedání k nejvyššímu poklesu.



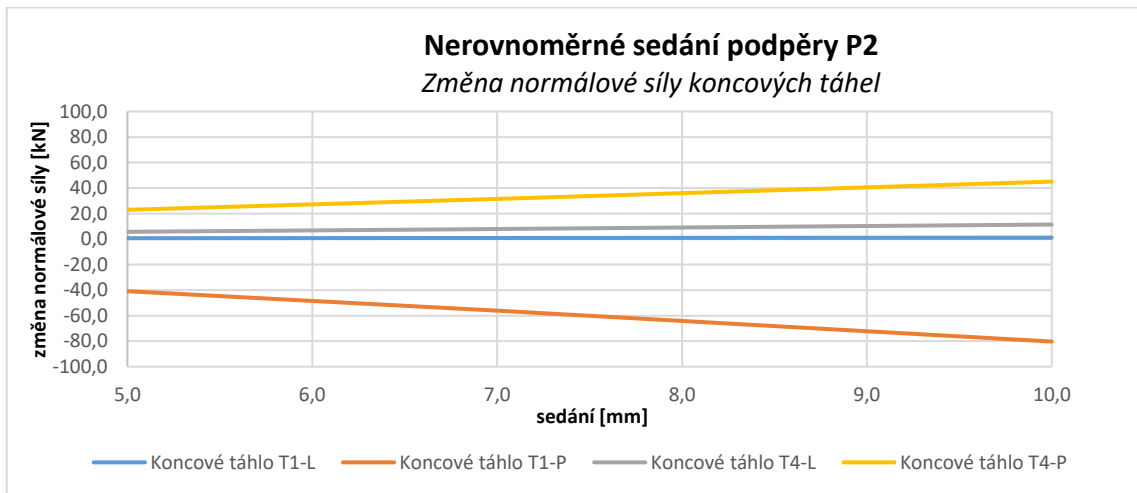
Obr. 275 Nerovnoměrné sedání podpěr pylónů – změna průhybu – levý nosník



Obr. 276 Nerovnoměrné sedání podpěr pylonů – změna průhybu – pravý nosník

### 9.1.4.2 Normálová síla koncových táhel

Při nerovnoměrném sedání podpěr dochází ke změně normálové síly v koncových táhlech. Sedání podpěry P2 způsobuje výrazný pokles normálové síly v koncovém táhle T1-P. Naopak dochází k nárůstu normálové síly v koncovém táhle T4-P. Při natočení podpěry se pravý nosník krajního pole deformuje směrem dolů, to způsobuje pokles normálové síly. Na druhé straně je krajní nosník zvedán, a to vede k nárůstu normálové síly. Stejný efekt vzniká i u sedání podpěry P3, ale obráceně. Hodnoty změny normálové síly jsou uvedeny v Tab. 127 a Tab. 128.

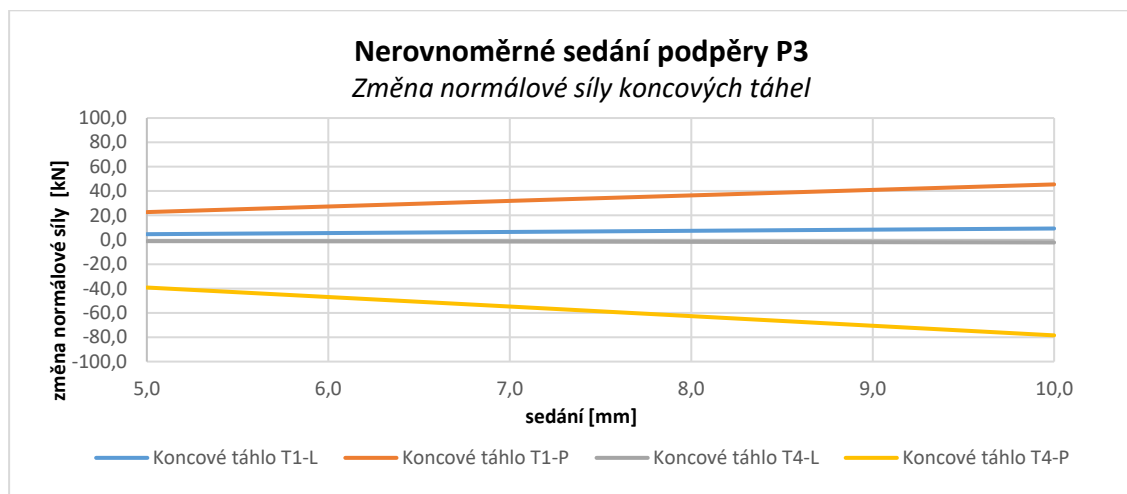


Obr. 277 Nerovnoměrné sedání podpěry P2 – změna normálové síly

## Analýza příčin vzniku poruch zavěšeného mostu

Tab. 127 Nerovnoměrné sedání podpěry P2 – změna normálové síly

Označení	Normálová síla koncová táhla - dokončený most [kN]	Nerovnoměrné sedání podpěry P2-změna normálové síly koncová táhla [kN]		
		Sedání [mm]		
		5,0	7,0	10,0
Koncové táhlo T1-L	190,0	0,7	0,8	1,2
Koncové táhlo T1-P	279,3	-40,8	-56,1	-80,3
Koncové táhlo T4-L	267,2	5,7	8,0	11,4
Koncové táhlo T4-P	264,2	22,9	31,5	45,1



Obr. 278 Nerovnoměrné sedání podpěry P3 – změna normálové síly

Tab. 128 Nerovnoměrné sedání podpěry P3 – změna normálové síly

Označení	Normálová síla koncová táhla - dokončený most [kN]	Nerovnoměrné sedání podpěry P3-změna normálové síly koncová táhla [kN]		
		Sedání [mm]		
		5,0	7,0	10,0
Koncové táhlo T1-L	199,3	4,6	6,5	9,3
Koncové táhlo T1-P	324,8	22,7	31,8	45,5
Koncové táhlo T4-L	265,0	-1,1	-1,5	-2,2
Koncové táhlo T4-P	185,7	-39,2	-54,9	-78,5

# 10 Analýza stlačení koncových táhel

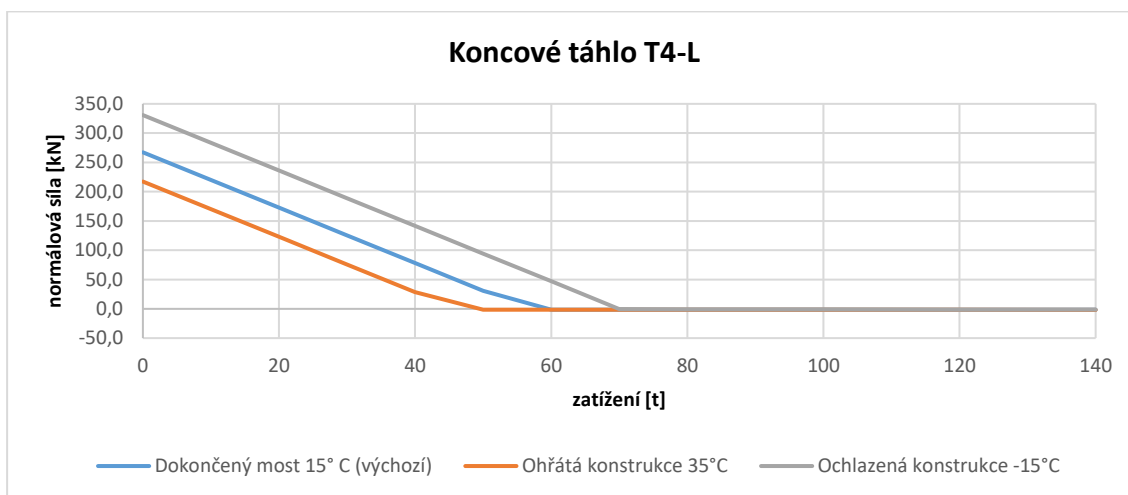
Dalším z cílů numerické analýzy bylo stanovení břemena potřebného ke stlačení koncových táhel nepoškozeného mostu. Analýza stlačení koncového táhla byla provedena na modelu dokončeného mostu. Tento model zohledňuje fáze výstavby a reologické změny betonu. Smrštění a dotvarování je zde uvažováno dle ČSN EN 1992-1-1, které bylo uvedeno ve statickém výpočtu.

Pro výpočet bylo nejprve zadáno zatížení. Pro výpočet byly použity soustavy referenčních vozidel. Zatížení jednotlivých vozidel a schéma uspořádání pro jednotlivé zatěžovací stavy je uvedeno v kapitole 5.7.11. Pro takto připravené sestavy vozidel umístěných do zatěžovacích pruhů zbývalo nastavit diskretizaci zatížení. Diskretizace zatížení byla zvolena v intervalech 3 metrů (rozteč příčníků). Pro takto připravené zatížení byl zadán výpočet. Pro výpočet byl využit modul „Multi-step static“, který uvažuje jednotlivé kroky pouze staticky. Výpočet byl proveden geometricky nelineárně na deformované konstrukci dokončeného mostu se zohledněním P-Delta efektu. S takto nastaveným rozhraním byl proveden výpočet jednotlivých zatěžovacích stavů. Celý tento výpočet byl dále rozšířen pro ochlazení a oteplení konstrukce, které bylo přidáno do každého zatěžovacího stavu. Pro ochlazení byl zvolen zatěžovací stav teplota  $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$  a pro oteplení zatěžovací stav teplota  $35\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

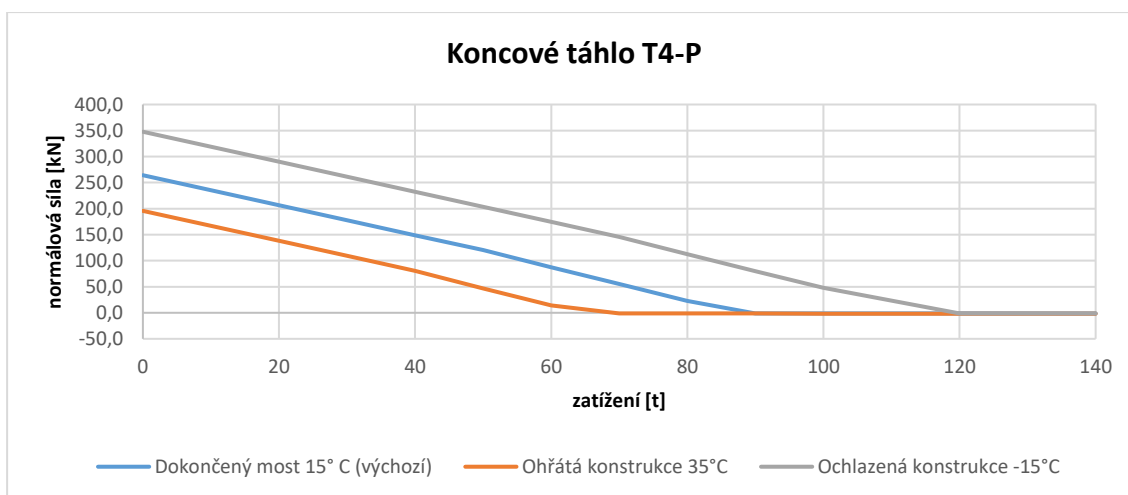
## 10.1 Výsledky parametrické analýzy stlačení koncových táhel

Z výsledků byl vybrán nejúčinnější zatěžovací stav pro stlačení koncových táhel. Jedná se o stav, kdy poloha vozidel je přímo nad koncovým příčníkem. Na základě toho byly sestaveny grafy závislosti velikosti břemene na velikosti normálové síly v koncovém táhle. Z výsledných hodnot vyplývá, že na ohřáté konstrukci stačilo pro stlačení nižší zatížení, oproti tomu na ochlazené konstrukci bylo potřeba zatížení vyšší. Z toho lze usuzovat, že stlačování táhel je pravděpodobnější během léta. Lze si také všimnout daleko vyšší citlivosti na dané podmínky pro táhla na pravé straně. Citlivost pro táhla na levé straně je nižší, avšak pro stlačení těchto táhel stačí daleko nižší břemeno. To odpovídá i zjištěným vůlím v ložiscích, které byly daleko vyšší na straně levé.

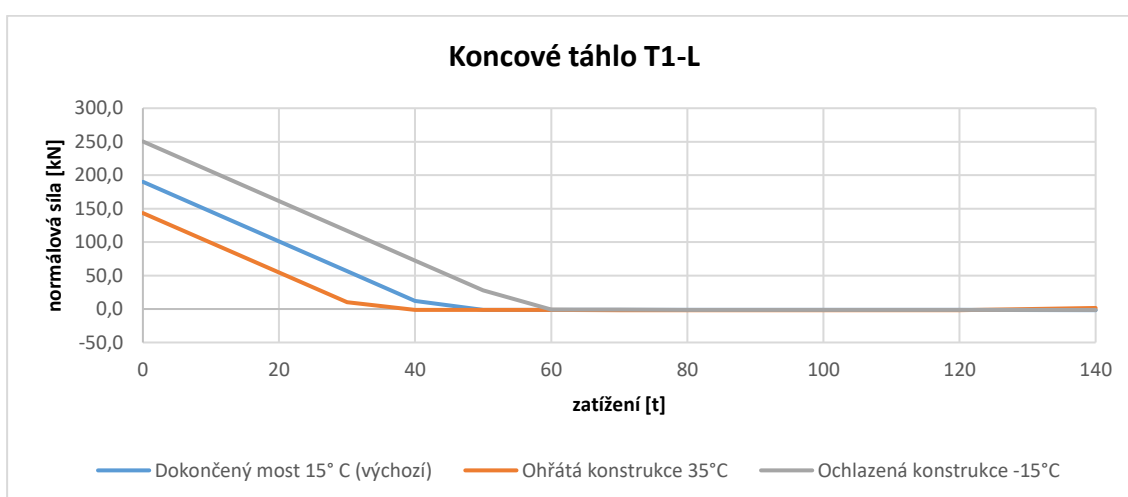
Pro táhla na levé straně je potřebné břemeno pro výchozí stav okolo 60 tun. Na pravé straně se velikost břemene pohybuje okolo 90 tun, avšak při oteplení konstrukce se tato hodnota může snížit i na 30 tun.



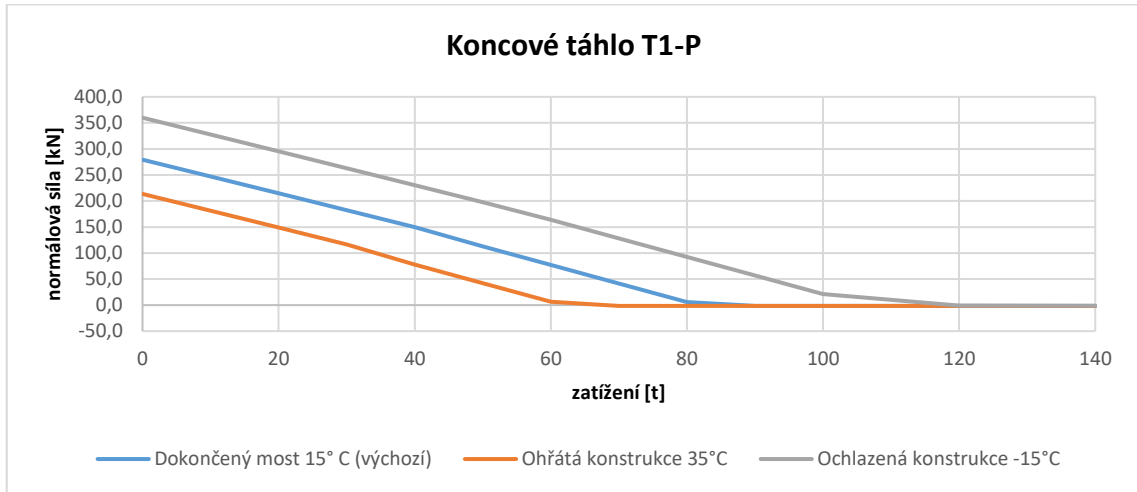
Obr. 279 Stlačení koncového táhla T4-L



Obr. 280 Stlačení koncového táhla T4-P



Obr. 281 Stlačení koncového táhla T1-L



Obr. 282 Stlačení koncového táhla T1-P

## 10.2 Reálný provoz na mostě

Dalším z kroků v této analýze bylo získat přehled o reálném provozu na mostě a posoudit, do jaké míry mohla tato břemena danou konstrukci zatěžovat. K tomu byly využity údaje ze sčítání dopravy z roku 2016. Pro převáděnou komunikaci jsou výsledky uvedeny v Tab. 129. Z tabulky jsou pro nás zajímavé pouze údaje, které nám uvádějí druh a počet vozidel za den. Pro stlačení koncových táhel je potřeba konstrukci zatížit vozidly s vyšší celkovou hmotností. V tabulce byla vyznačena vozidla:

- TN těžká nákladní vozidla (užitečná hmotnost nad 10 t) bez přívěsů
- TNP těžká nákladní vozidla (užitečná hmotnost nad 10 t) s přívěsy
- NSN návěsové a přívěsové nákladní soupravy.

Celkový počet těchto těžkých vozidel se pohybuje okolo 900 za den. Pro stlačení koncového táhla stačí, aby se našla určitá kombinace, která vyvodí zatížení okolo 60 tun (při vyšších teplotách i 30 t). Na takto zatíženém mostě může opakovaně nastat reálná situace vedoucí ke stlačení koncových táhel.

Tab. 129 Sčítání dopravy za rok 2016

Sčítání dopravy 2016 (sč.úsek: 7-6010)		... význam zkratk																	
Roční průměr denních intenzit dopravy		LN	SN	SNP	TN	TNP	NSN	A	AK	TR	TRP	TV	O	M	SV				
RPDI - všechny dny	voz/den	571	171	29	100	58	709	50	3	4	4	1 699	7 061	80	8 840				
Hodinová intenzita dopravy		LN	SN	SNP	TN	TNP	NSN	A	AK	TR	TRP	TV	O	M	SV				
RPDI - pracovní den (Po-Pá)	voz/den	729	218	38	128	75	920	58	4	5	5	2 180	7 541	75	9 796				
RPDI - volné dny (mimo svátky)	voz/den	175	52	7	31	15	181	30	1	1	1	494	5 862	94	6 450				
Hodinová intenzita dopravy														TV	SV				
Padesátirázová intenzita dopravy	voz/h													141	1 002				
Špičková hodinová intenzita dopravy	voz/h													129	933				
Těžká nákladní vozidla - TNV														TNV					
Hodnota TNV	voz/den													2 166					
Intenzita dopravy pro hlukové a emisní výpočty														OA	NA	NS	Celkem		
Roční průměr intenzit, den (06-18)	voz/den													5 604	749	570	6 923		
Roční průměr intenzit, večer (18-22)	voz/den													1 043	61	105	1 209		
Roční průměr intenzit, noc (22-06)	voz/den													494	92	121	707		
Emise														OA	LNA	TNA	NS	BUS	Celkem
Roční špičková hodinová intenzita dopravy	voz/h													1 157	93	45	129	9	1 433
Koefficienty nerovnoměrnosti dopravy														alfa	beta	gamma	PS		
Koefficient nerovnoměrnosti dopravy	-													0.82	1.13	0.73	51.49		
Intenzita cyklistické dopravy																	C		
Cyklistická doprava	cyklo/den																689		

# 11 Analýza poškození koncových táhel

Po 4 letech provozu konstrukce byla zjištěna závada. Na opěrách došlo k rozpojení ložisek a ke vzniku vůlí, jejichž hodnota dosahovala dle zhotovitele následujících velikostí:

- opěra OP01    pravé ložisko max 3 mm  
                  levé ložisko max 6 mm
- opěra OP04    pravé ložisko max 2 mm  
                  levé ložisko max 9 mm.

Na základě znalostí velikostí deformací v ložiscích byl vytvořen teoretický numerický model, který postupně v čase simuloval poškozování koncových táhel. Výpočetní model byl založený pouze na teoretickém předpokladu, že po 4 letech provozu vzniknou v ložiscích příslušné deformace. Skutečné poškozování materiálu od účinků dopravy by nebylo možné postihnout v globálním modelu konstrukce.

Numerický model vycházel ze základního validovaného modelu po dokončení mostu (včetně fází výstavby). V modelu byly uvažovány reologické změny betonu, které mají na nadzdvížení ložisek také vliv. V tomto modelu byl použit základní model smrštění a dotvarování dle ČSN EN 1992-1-1, který vycházel ze statického výpočtu. Samotné „poškození“ koncových táhel bylo simulováno pomocí výměny nelineárních linků koncových táhel, jejichž vlastnosti byly voleny iterativně pro dosažení zjištěných deformací v ložiscích po 4 letech. V principu to znamenalo upravit vlastnost linku tak, aby pro velmi malou tahovou sílu v linku vznikla příslušná deformace „poškození“. Definice použitých linků jsou uvedeny v kapitole 5.6.6. Pro vznik poškození byla zadána délka intervalu 2 roky. Byly tedy uvažovány 2 intervaly. Zadávané velikosti poškození si vzájemně odpovídaly (po 2 letech vznikla polovina poškození). V modelu byly tyto kroky simulovány přidáním dalších fází výstavby, které umožňují změnu linků v požadovaném časovém horizontu. Fáze byly počítány geometricky nelineárně (na zdeformované konstrukci) se zohledněním P-Delta efektu. Výchozí veličiny odpovídající době dokončení a zavedené lokální systémy u zkoumaných prvků jsou uvedeny v kapitole 7.1.

## 11.1 Výsledky analýzy poškození koncových táhel

Na základě numerického modelu analýzy poškození koncového táhla byly zpracovány přehledné grafy sledovaných částí konstrukce s jejich změnou pro daný parametr. U poškození koncových táhel byly sledovány následující části konstrukce:

- deformace v ložiscích
- průhyb hlavních nosníků
- normálová síla v koncovém táhle.

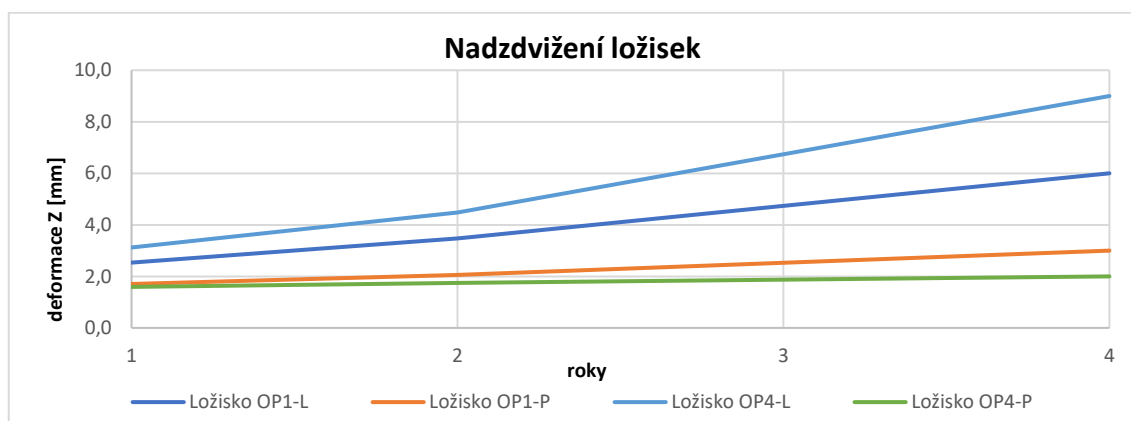


### 11.1.1 Deformace v ložiscích na opěrách OP1 a OP4

Analýza byla zaměřena na dosažení vůlí v ložiscích po 4 letech provozu. Deformace v ložiscích tedy odpovídají změřeným hodnotám. Pro dosažení těchto hodnot bylo v modelu uvažováno „poškození“ koncových táhel uvedené v Tab. 130. Rád bych ale podotknul, že tyto zjištěné hodnoty poškození jsou založené pouze na předpokladu zjištěných deformací. Hodnoty mohou, ale nemusí, souhlasit (podotýkáme, že změřené vůle a vůle zjištěné při statické zatěžovací zkoušce zpracovatelem byly zcela odlišné). V tomto směru jsou tyto hodnoty zatíženy velkými nejistotami. Jedná se například o geometrické imperfekce plechů nebo sklon koncových táhel ve směru X. Celkové poškozování koncových táhel (pokud k němu docházelo) je ovlivňováno řadou vlivů, které globální model konstrukce nemůže zohlednit.

Tab. 130 Poškození koncových táhel

Poškození [mm]		
Označení	2 roky	4 roky
Koncové táhlo T1-L	1,3	2,5
Koncové táhlo T1-P	0,3	0,5
Koncové táhlo T4-L	2,0	4,0
Koncové táhlo T4-P	0,0	0,0



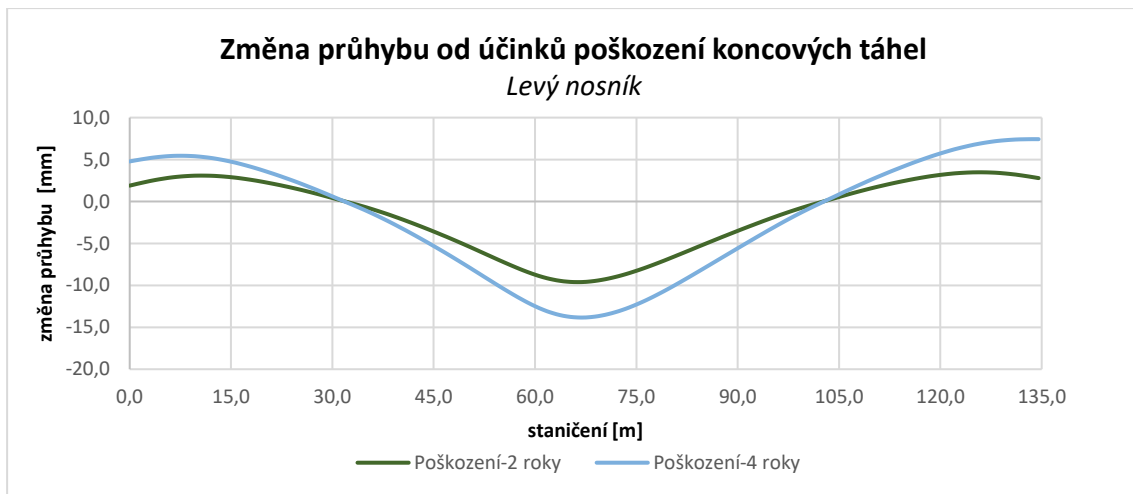
Obr. 283 Poškození koncových táhel-nadzdvížení ložisek

Tab. 131 Poškození koncových táhel – nadzdvížení ložisek

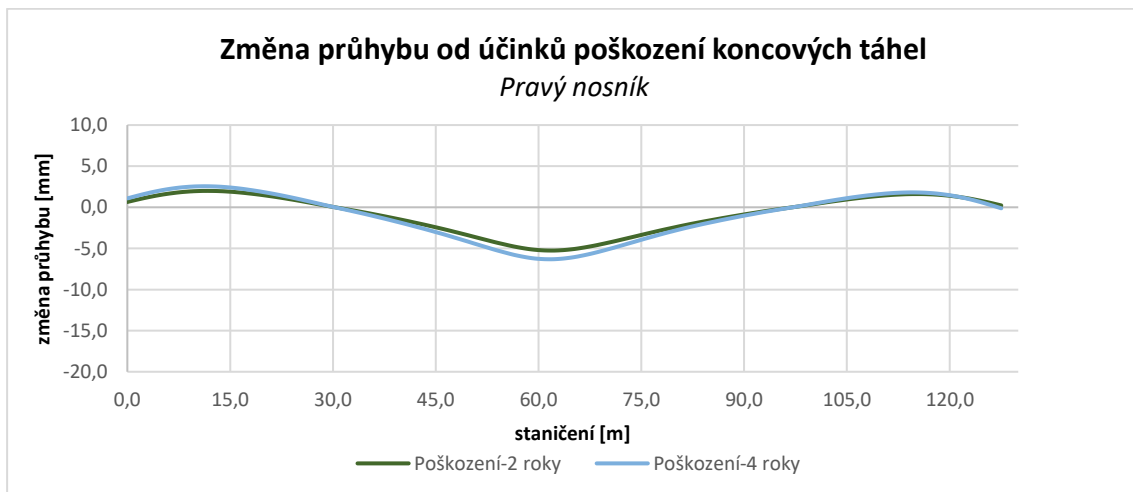
Nadzdvížení ložisek [mm]			
Označení	Dokončený most-bez poškození	Poškození-2 roky	Poškození-4 roky
Ložisko OP1-L	1,6	3,5	<b>6,0</b>
Ložisko OP1-P	1,4	2,1	<b>3,0</b>
Koncové táhlo T1-L	0,0	1,3	2,5
Koncové táhlo T1-P	0,1	0,3	0,5
Ložisko OP4-L	1,8	4,5	<b>9,0</b>
Ložisko OP4-P	1,4	1,7	<b>2,0</b>
Koncové táhlo T4-L	0,1	2,0	4,0
Koncové táhlo T4-P	0,1	0,1	0,0

### 11.1.2 Průhyb hlavních nosníků

Z výsledků analýzy si lze povšimnout, že poškození koncových táhel s sebou přináší změnu průhybu. Průhyb se projevuje hlavně na levém nosníku, kde změna průhybu dosahuje až téměř 15 mm. Tento projev je očekávaný, pokud umožníme malou deformaci v koncových táhlech, dojde k průhybu středního pole. S touto deformací je také spojeno nadzdvížení konců nosné konstrukce, které s ohledem na polohu bodů dlouhodobého monitoringu mohlo být zčásti redukováno. Na datech po roce 2015 je drobná deformace patrná, před rokem 2015 data nejsou, monitoring nebyl prováděn.



Obr. 284 Poškození koncových táhel – změna průhybu



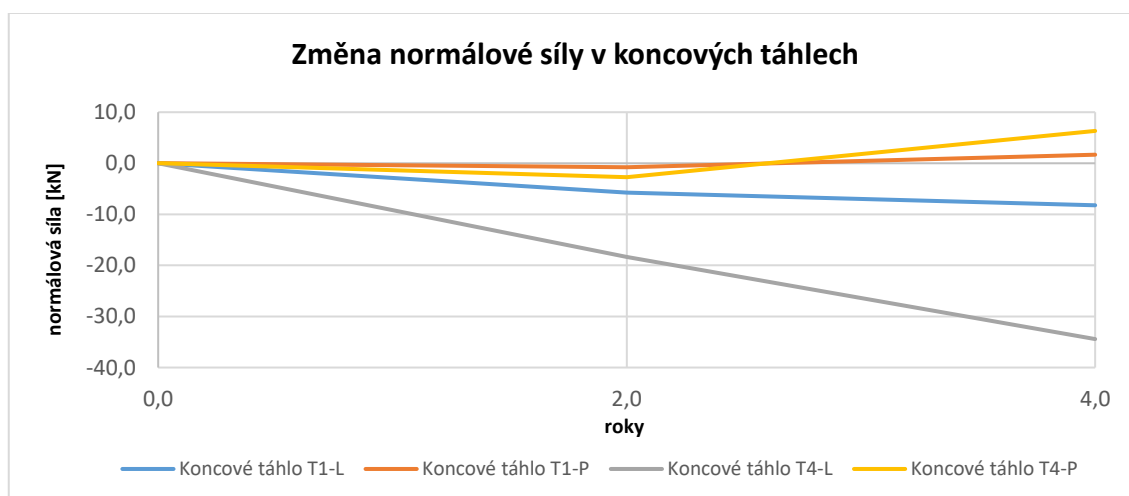
Obr. 285 Poškození koncových táhel – změna průhybu

Tab. 132 Poškození koncových táhel – změna průhybu

Změna průhybu hlavní nosníky [mm]		
Označení	Poškození-2 roky	Poškození-4 roky
Hlavní pole-HN-L	-9,6	-13,8
Hlavní pole HN-P	-5,2	-6,2
Krajní pole 1-HN-L	2,8	4,6
Krajní pole 1-HN-P	3,1	5,5
Krajní pole 3-HN-L	1,9	2,4
Krajní pole 3-HN-P	1,6	1,8

### 11.1.3 Normálová síla koncových táhel

U koncových táhel dochází při postupném poškozování k výraznější změně normálové síly pouze u koncového táhla T4-L, kde bylo zadáno největší poškození. Rozdíl normálových sil dosahuje hodnoty 30 kN. Výsledky mohou ukazovat na částečnou redistribuci mezi koncovými táhly, na kterou bylo poukázáno v kapitole 6.2.1.3, kde bylo zjištěno vyšší namáhání pravého táhla na opěře OP4. Lze tedy usuzovat, že k mechanickému poškozování koncových táhel může skutečně docházet.



Obr. 286 Poškození táhel – změna normálové síly v koncových táhlech

Tab. 133 Poškození táhel – normálové síly koncových táhel

Normálová síla v koncových táhlech [kN]			
Označení	Dokončený most-bez poškození	Poškození-2 roky	Poškození-4 roky
Koncové táhlo T1-L	186,1	180,3	177,8
Koncové táhlo T1-P	277,2	276,4	278,8
Koncové táhlo T4-L	259,7	241,4	225,3
Koncové táhlo T4-P	258,8	256,1	265,2

## 12 Stanovení příčin vzniku poruch

Hlavním cílem provedené numerické analýzy a experimentálního měření bylo stanovit příčiny vzniku poruch v koncových oblastech mostní konstrukce. Na základě analýzy podkladů, výsledků numerického modelu a výsledků experimentálního měření byla zjištěna řada možných ukazatelů vedoucích ke vzniku poruch. Lze se domnívat, že vznik nadměrných vůlí v ložiscích a možná degradace plechů koncových táhel jsou kombinací většího množství faktorů, které se vzájemně ovlivňovaly. Zjištěné možné faktory jsou uvedeny v následujících odstavcích.

- **Nevhodný návrh uložení mostu nad opěrami**

Klíčovým nedostatkem vedoucím ke vzniku souvisejících problémů byl již samotný návrh koncového uložení mostní konstrukce. Při návrhu čtyř podpor (dvě ložiska a dvě táhla) v jedné úložné přímce není možné zajistit, že krajní ložiska budou stále v tlaku. Krajní pole zavěšené konstrukce se snaží zdvihnout směrem nahoru, čemuž se snaží zabránit koncová táhla. Ložiska fungují pouze pro tlaková namáhání, při tahovém namáhání dochází k rozpojení. V principu si lze navržené uložení představit jako nosník s převislými konci, který je zatížen tahovými silami na koncích (pevné podpory představují koncová táhla). Velikost deformace v ložiscích je tedy ovlivněna tuhostí koncového příčnicku, která je v tomto případě poměrně nízká. Jedná se tedy především o koncepční problém návrhu.

Problém vzniku tahových deformací u ložisek měl být odhalen ve statickém výpočtu. Správné namodelování 4 podpor na úložné přímce by vznik těchto deformací v ložisku jistě ukázal. Jedná se o zákonitý a přirozený jev, který je ovšem nepřijatelný.

- **Nevhodný návrh čepového přípoje**

Jedním z dalších problémů byl nevhodný návrh čepového přípoje koncového táhla, který byl podpořen nevhodným uložením konstrukce. Otvor pro čep u koncových táhel byl vyroben s konstrukční vůlí umožňující posun až o 4 mm. Při přejezdu těžších vozidel je u koncových táhel vyčerpána tahová rezerva a konstrukce náhle dosedla na ložiska. Při odjetí vozidel dochází k opětovné aktivaci koncových táhel a rozpojení ložisek.

V dokumentaci RDS byl pro čepový přípoj koncových táhel požadován pouze otvor přesně lícovaný s čepem, ale nebyla specifikována tolerance, což velmi znejasňuje požadavek pro výrobu. Vzhledem k chybějící toleranci byl v dokumentaci VTD otvor následně řešen vůlí 1 mm okolo čepu.

- **Vliv smrštění desky**

Vlivem příčného smrštění betonové desky dochází ke zdvihu ložisek na opěrách. Tento problém lze vysvětlit na prostém nosníku s převislými konci, kde uvažujeme složený průřez koncového příčnicku s částí betonové desky. Pokud necháme betonovou desku zkrátit od smrštění v příčném směru, způsobíme tím deformaci, která se projeví nadzdvížením převislých konců, a tím pádem i rozpojením ložisek. Tento efekt má klesající tendenci v čase, což odpovídá i tomu, že k největším problémům docházelo po dokončení mostu a po opravě byl již projev smrštění nižší. To je navíc umocněno i nízkou tuhostí koncového příčnicku. Velikost nadzdvížení ložisek vlivem smrštění mohla dosahovat až velikosti 3,5 mm. Tento efekt musel být patrný i ve výchozím výpočetním modelu, který zahrnoval reologické změny betonu, pokud by bylo správně definováno uložení konstrukce.

- **Vliv teploty**

Další zásadní vliv ovlivňující nadzdvížení ložisek souvisí s teplotními účinky. Při rovnoměrném oteplení konstrukce dochází kvůli rozdílným součinitelům teplotní roztažnosti pro ocel a beton k nadzdvížení ložisek. To je navíc umocněno i nízkou tuhostí koncového příčnicku. Při ohřátí konstrukce se ocelový příčník roztahuje více než betonová deska (rozdíl až 20 %). Popisovaný problém je obdobný jako v předchozí kapitole pro smrštění. Tedy i rovnoměrné působení teploty způsobuje nadzdvížení převislých konců, a tím pádem i rozpojení ložisek. Velikosti nadzdvížení pro rovnoměrné ohřátí konstrukce dosahují hodnot až 2 mm. Tento faktor také musel být patrný i ve výchozím výpočetním modelu, pokud by bylo správně definováno uložení konstrukce.

Koncová táhla se vlivem působení teploty protahují/zkracují. Tím ovlivňují chování koncového příčnicku, jenž se v závislosti na teplotě pohybuje směrem dolů nebo nahoru. Ve výchozím výpočetním modelu byla koncová táhla modelována pouze podporou, tudíž tento efekt nemohl být vůbec zohledněn.

- **Poškození vnitřního otvoru pro čep v táhle**

Zjištěné vůle v místě ložisek mohou být také způsobeny poškozením vnitřního otvoru v čepu koncového táhla. Jedná se o důsledek předchozích nevhodných návrhů. K poškození dochází při cyklickém dynamickém namáhání. Koncová táhla se při působení dostatečného břemene mohou odlehčit a konstrukce v tomto okamžiku dosedá na ložiska na opěře. Po odjetí působícího břemene dochází k opětovnému vymrštění konstrukce, které je zachyceno koncovými táhly. Projektant v tomto směru uváděl, že je velmi obtížné eliminovat tahovou sílu., avšak výsledky našeho měření a numerického modelu ukazují, že lze daného stavu dosáhnout pomocí 2 vozidel o celkové hmotnosti cca 50 t.

S daným zatížením také souvisí dynamický účinek čepu na styčnickový plech, který je způsoben vymrštěním konce konstrukce. Dle dynamické analýzy přejezdů vozidel lze předpokládat dynamický účinek cca 10 % statického účinku v závislosti na charakteru

břemene, hmotnosti a odpružení. Při posouzení čepu nebyl tento efekt zohledněn, avšak k tomu nejsou ani koncipovány posudky čepů dle EN 1993.

Dodatečné namáhání koncových táhel je také způsobeno vlivem příčné dilatace mostu. Vlivem dilatace dochází k nerovnoměrnému namáhání otvoru pro čep. Čep se v otvoru natáčí a nedosedá celou plochou na plech koncového táhla. To způsobuje, že při reálném zatížení je v této oblasti dosaženo meze kluzu a vzniká plastické přetvoření. Tento efekt může být podpořen výrobními imperfekcemi polohy styčnickového plechu, které jsou u táhel T1-P a T4-L okem viditelné. Lze tedy předpokládat, že se nejedná o přesně lícovaný čep. Vlivem příčné dilatace jsou koncová táhla také kroucena. Dle projektové dokumentace mostu jsou krajní ložiska natočena do středu dilatace, zatímco koncová táhla jsou umístěna kolmo ke koncovým příčnicům. Tím vzniká dodatečné namáhání, které nebylo zohledněno ve statickém výpočtu.

Dalším důvodem způsobující degradaci může být abraze mezi čepem a styčnickovým plechem. Dle projektové dokumentace jsou koncová táhla vyrobena z klasické oceli třídy S355 a čep z nerezové oceli. Nerezová ocel má oproti klasické oceli třídy S355 výrazně vyšší tvrdost. K pootáčení koncových táhel dochází vlivem teplotních změn, ale také při zatížení vozidly, jak ukázalo měření DIC při statické zatěžovací zkoušce. Pokud uvážíme, že se v místě těchto ploch nachází materiál na mezi kluzu již při provozním zatížení, a současně dochází ke smýkání oceli po oceli, poté může v místě kontaktu vznikat abraze, která způsobuje zvětšení otvorů v táhle až v řádech milimetrů.

- **Další zjištěné poznatky**

Kombinace výše uvedených příčin (smrštění desky a poškození čepu) potvrzuje i vizuální obhlídka mostních závěrů. Při obhlídce mostních závěrů byly sledovány možné rozdílné svislé posuny vozovky a chodníků mezi mostem a opěrou. V oblasti vozovky byl přechod plynulý, ale u chodníkových říms byl zaznamenán patrný zdvih nosné konstrukce oproti opěře. To odpovídá tomu, že se v ose mostu účinky smrštění a poškození vzájemně eliminují, ale v oblastech nad ložisky se tyto efekty sčítají.

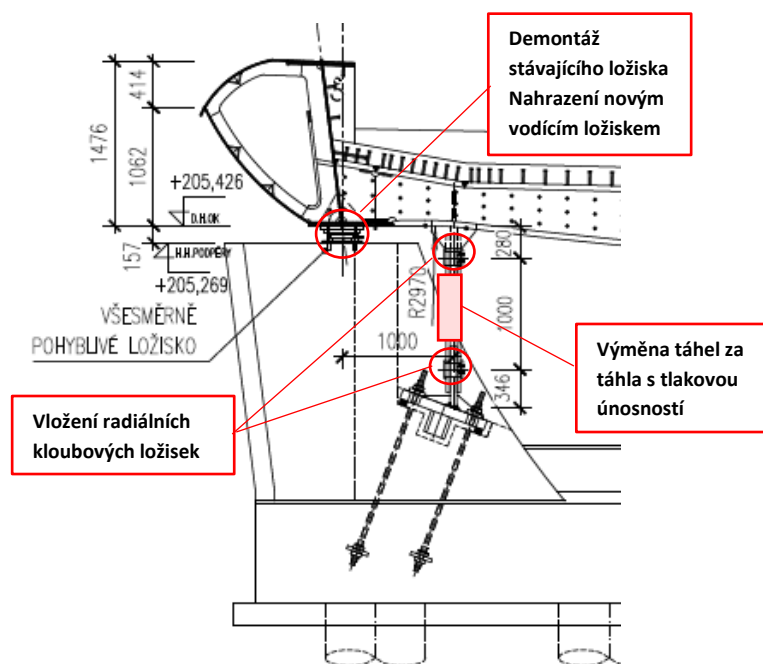
## 13 Návrh koncepce opravy

Na základě zjištěných příčin byla navržena možná koncepce opravy. Jedná se výsledný doporučený návrh opravy uvedený v závěrečné zprávě celé analýzy. Návrh je koncipován s cílem odstranit základní koncepční problémy mostu, tedy existenci 4 podepření na jedné úložné přímce. Oprava musí umožnit dilataci v požadovaných směrech a současně eliminovat existující vůle u koncových táhel. [10]

Jedním z možných řešení je odstranění současných ložisek, která budou nahrazena vodíciemi ložisky s PTFE kluznými plochami. Tato ložiska budou přenášet pouze příčné účinky zatížení. Svislá tlaková i tahová složka zatížení bude muset být přenesena pomocí táhel. Současná koncová táhla budou nahrazena novými táhly. Táhllo bude nově dimenzováno i na tlakové namáhání a bude muset mít dostatečnou vzpěrnou únosnost. Pro představu by se mohlo jednat o ocelovou trubku s čelní deskou a dvojicí styčnickových plechů (popř. složením více plechů, které budou prošroubovány předpjatými šrouby, což by odstranilo vliv deformací od svařování). Stávající styčnickový plech na koncovém táhle bude odstraněn a následně nahrazen novým s požadovaným otvorem. [10]

Čep bude nově tvořen kloubovým radiálním ložiskem, které má kluznou plochu z PTFE. Ložisko je nerezové a bezúdržbové. Je doporučeno provést vůle menší než normální (C2). Čep do styčnickového plechu musí být vložen bez vůle za pomoci jeho podchlazení. [10]

Opravu bude nutno provádět za celkové uzavírky mostu po dobu cca 10 dnů. Při výměně bude nutné přitížit konec nosné konstrukce dostatečným balastem (min. 60 t), aby došlo k odlehčení koncových táhel. Následná rektifikace konce nosné konstrukce do správné polohy bude provedena pomocí hydraulického nadzdvížení. [10]



Obr. 287 Schéma opravy – detail [10]

# 14 Závěr

Cílem diplomové práce bylo stanovit a určit možné příčiny vzniku poruch u koncových oblastí zavěšeného silničního mostu. Provedenou analýzu lze považovat za velmi úspěšnou a přínosnou. Pomocí experimentálního měření a numerického modelování bylo důkladně popsáno chování koncových oblastí mostu. Na základě toho byly určeny příčiny poruch a z toho vedoucí důsledky. Dále byla zjištěna řada zajímavých poznatků týkajících se chování zavěšených mostů.

Za hlavní příčinu vzniku poruchy zavěšeného mostu lze označit samotný návrh uložení konců konstrukce. To je provedeno pomocí dvou táhel a dvou ložisek na jedné úložné přímce (koncovém příčnicku). V principu si lze toto statické schéma zjednodušeně převést na prostý nosník s převislými konci, kde na koncích jsou umístěna ložiska (nepůsobí v tahu) a závěsy tahající za okraj. Vlivem předpětí a vlastní tíhy vzniká v koncových táhlech tahová rezerva. Jak bylo zjištěno, byla tato rezerva vyčerpávána i při běžném provozu a mostní konstrukce dosedala na ložiska. Postupem času se začal projevovat další důsledek vyplývající z chybného návrhu. Jedná se o vznik vůlí v ložiscích u opěr. Již při instalaci závěsů musely vznikat zákonitě tahové reakce, a tím pádem i vůle v krajních ložiscích. V souvislosti s tím se výrazně projevilo i příčné smrštění betonové desky, při kterém se prohýbá střed příčnicku a jsou nadzvedávána ložiska. Stejným způsobem se projevuje i vliv rovnoměrné teploty v důsledku rozdílných součinitelů teplotní roztažnosti oceli a betonu. S nárůstem vůlí v ložiscích docházelo k výraznějším hlukovým projevům. Posledním nedostatkem bylo provedení koncových táhel s vůlemi okolo čepu. Při existenci vůlí docházelo při stlačení a odlehčení k cyklickým dynamickým rázům, které zachycovala táhla. V důsledku toho docházelo k poškozování plechů táhel. Všechny zjištěné příčiny spolu souvisejí a vzájemně se ovlivňují a multiplikují.

Zajímavé poznatky byly zjištěny při monitoringu. V důsledku nerovnoměrného a rovnoměrného ohřívání pylonů dochází k výrazným příčným deformacím. Dále byla zjištěna příčina vzniku narůstajícího průhybu mostovky. Průhyb mostovky je výrazným způsobem ovlivněn účinkem teploty. Hlavní příčinou je rozdílné ohřívání závěsů a zbytku konstrukce vedoucí k nemalým deformacím v průběhu dne. Na základě daného zjištění je doporučeno při provádění dlouhodobého monitoringu sledovat teplotu mostovky a teplotu závěsů, aby mohlo být dané měření správně interpretováno.

Na závěr bych rád podotknul, že samotný návrh mostu lze hodnotit pozitivně i přes vzniklé problémy. Z vizuálního hlediska je návrh konstrukce netradiční a na pohled člověka zaujme. V současné době se na základě naší analýzy provádí návrh opravy, který bude v nejbližší době realizován. Po odstranění problému může konstrukce dál spolehlivě plnit svůj účel.



## 15 Použité normy a literatura

- [1] ROTTER, Tomáš a Pavel RYJÁČEK. *Znalecký posudek č. 308–19 o posouzení díla D47, stavba I/67 Skřečůň – Bohumín obchvat, SO 201*. Praha, 2019.
- [2] VAŠENKOVÁ, Jana. *Mostní list: Most na silnici I/67 přes Bohumínskou stružku, trať ČD a ul. J. Palacha*. Ostrava, 2011.
- [3] *SO 201 Most na silnici I/67 přes Bohumínskou stružku, trať ČD a ul. J. Palacha: Projektová dokumentace ZVS*. Brno, 2006.
- [4] *SO 201 Most na silnici I/67 přes Bohumínskou stružku, trať ČD a ul. J. Palacha: Projektová dokumentace DSPS*. Brno, 2009.
- [5] *SO 201 Most na silnici I/67 přes Bohumínskou stružku, trať ČD a ul. J. Palacha: Projektová dokumentace VTD*. Praha, 2009.
- [6] STOČEK, Roman. *Silnice I/67 Skřečůň – Bohumín, obchvat: Zpráva o statické zatěžovací zkoušce mostu SO 201 přes Bohumínskou stružku, trať ČD s ulicí Jana Palacha*. Ostrava, 2011. Zhotovitel INSET s.r.o.
- [7] FORMÁNEK, Jakub. *Silnice I/67 Skřečůň – Bohumín, obchvat: Zkušební protokol o dynamické zatěžovací zkoušce*. Ostrava, 2011. Zhotovitel INSET s.r.o.
- [8] NEČAS, Michael. *SO 201- Most na silnici I/67 Skřečůň Bohumín: Technická zpráva – tenzometrické měření sil v táhlech*. Praha, 2011. Zhotovitel EXCON, a.s.
- [9] SIMON, Pavel. *Zavěšený most Bohumín-Skřečůň: Chování ložiskového táhla mostu*. Brno, 2019. Zhotovitel FIRESTA Fišer, rekonstrukce a stavby a.s.
- [10] RYJÁČEK, Pavel a kol. *D47, stavba I/67 Skřečůň – Bohumín obchvat, SO201 – analýza poruch, návrh způsobu opravy: Příloha č. 1 - Závěrečná zpráva*. Praha, 2020.
- [11] POLÁK, Michal, Tomáš PLACHÝ, Pavel RYJÁČEK, Tomáš DEJMEK, Vojtěch STANČÍK a Jiří LITOŠ. *D47, stavba I/67 Skřečůň – Bohumín obchvat, SO201 – analýza poruch, návrh způsobu opravy: Příloha č. 2 - Zpráva o statické a dynamické zatěžovací zkoušce*. Praha, 2020.
- [12] POLÁK, Michal a Tomáš PLACHÝ. *D47, stavba I/67 Skřečůň – Bohumín obchvat, SO201 – analýza poruch, návrh způsobu opravy: Příloha č. 3 - Stanovení sil v závěsech*. Praha, 2020.
- [13] LÁDYŠ, Libor, Petr HRUBÝ a Ondřej MIKULA. *D47, stavba I/67 Skřečůň – Bohumín obchvat, SO201 – analýza poruch, návrh způsobu opravy: Příloha č. 4 - Lokalizace zdrojů zvuku akustickou kamerou*. Praha, 2020.
- [14] JAŠEK, Petr a Tomáš KULÍK. *D47, stavba I/67 Skřečůň – Bohumín obchvat, SO201 – analýza poruch, návrh způsobu opravy: Příloha č. 5 - Laserové skenování táhel*. Praha, 2020.
- [15] JAŠEK, Petr a Tomáš KULÍK. *D47, stavba I/67 Skřečůň – Bohumín obchvat, SO201 – analýza poruch, návrh způsobu opravy: Příloha č. 6 - 3D geodetický monitoring*. Praha, 2020.
- [16] RYJÁČEK, Pavel, Tomáš DEJMEK, Petr JAŠEK a Tereza ELICHOVÁ. *D47, stavba I/67 Skřečůň – Bohumín obchvat, SO201 – analýza poruch, návrh způsobu opravy: Příloha č. 7 - Teplotní a deformační monitoring mostu*. Praha, 2020.

- [17] KŘIŽAN, Jiří. *D47, stavba I/67 Skřečůň – Bohumín obchvat, SO201 – analýza poruch, návrh způsobu opravy: Příloha č. 9 - Dynamická nelineární analýza rázu čepu*. Praha, 2020.
- [18] ČSN EN 1991-1-1: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004.
- [19] ČSN EN 1991-1-5: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005.
- [20] ČSN EN 1991-1-6: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [21] ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006.
- [22] ČSN 73 6221 *Prohlídky mostů pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2018.
- [23] ČSN 73 6222: *Zatížitelnost mostů pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [24] *DIN 1054, Gründungen*. Berlin: W. Ernst, 1953.
- [25] *SO 201 Most na silnici I/67 v km 0,360 přes Bohumínskou stružku, trať ČD a ulici J. Palacha: Monitoring mostu SO 201*. Brno, 2019.
- [26] *SO 201 Most na silnici I/67 přes Bohumínskou stružku, trať ČD a ul. J. Palacha: Závěry z terénní prohlídky a geodetického zaměření*. Brno, 2015. Zhotovitel Stráský, Hustý a partneři s.r.o.
- [27] *SO 201, stavba Silnice I/67 Skřečůň – Bohumín: Záznám z jednání 10.9. 2015*. Ostrava, 2015.
- [28] *SO 201, stavba Silnice I/67 Skřečůň – Bohumín: Záznám o odstranění záruční vady*. Ostrava, 2015. Zhotovitel FIRESTA Fišer, rekonstrukce a stavby a.s.
- [29] *SO 201, stavba Silnice I/67 Skřečůň – Bohumín – obchvat: Zpráva z hlavní prohlídky mostních ložisek*. Brno, 2016. Zhotovitel Stráský, Hustý a partneři s.r.o.
- [30] *Silnice I/67 Skřečůň – Bohumín, obchvat: Příloha č.1 - Seznam vad SO 201 Most ev. č. 67-019 v km 0,360 reklamovaných v záruční době*. Brno, 2016.
- [31] RYJÁČEK, Pavel. *Půdorysně zakřivené ocelobetonové mosty*. Praha, 2003. Disertační práce. České vysoké učení technické v Praze – Fakulta stavební. Vedoucí práce doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc.

## 16 Zdroje obrázků

- [32] In: *Mapy.cz* [online]. [cit. 2020-10-28]. Dostupné z: <https://mapy.cz/zakladni?x=18.3660060&y=49.9046155&z=17>

## 17 Seznam obrázků

Obr. 1 Poloha mostu [32].....	21
Obr. 2 Příčný řez mostu v poli [4].....	22
Obr. 3 Příčný řez mostu nad podporou [4].....	22
Obr. 4 Podélný řez mostu [4] .....	23
Obr. 5 Půdorys mostu [4] .....	23
Obr. 6 Celkový pohled od opěry OP1 (foto: Tomáš Dejmek) .....	30
Obr. 7 Celkový pohled od opěry OP1 (foto: Michal Polák) .....	30
Obr. 8 Poškození protikorozní ochrany na dolním líci závěsů (foto: Tomáš Dejmek) .....	31
Obr. 9 Poškození protikorozní u koncového táhla (foto: Tomáš Dejmek) .....	31
Obr. 10 Zkorodování mostních závěrů (foto: Tomáš Dejmek).....	31
Obr. 11 Znečištění mostních závěrů (foto: Tomáš Dejmek) .....	31
Obr. 12 Chybějící šrouby u krycího plechu mostních závěrů (foto: Tomáš Dejmek) .....	32
Obr. 13 Uvolněné šrouby u krycího plechu mostních závěrů (foto: Tomáš Dejmek) .....	32
Obr. 14 Ložisko OP4-P, patrné natlačení ložiska na vodící lištu (foto: Tomáš Dejmek).....	32
Obr. 15 Pohled na spáru mezi kluznými plochami na OP4-P (foto. Tomáš Dejmek) .....	32
Obr. 16 Graffiti na spodní stavbě (foto: Tomáš Dejmek).....	33
Obr. 17 Štěrková hnízda na podpoře OP2 (foto: Tomáš Dejmek) .....	33
Obr. 18 Detail táhla nad opěrou v zadávací dokumentaci stavby [3] .....	35
Obr. 19 Detail táhla dle realizační dokumentace stavby [4] .....	37
Obr. 20 Detail táhla dle výrobní dokumentace [5] .....	39
Obr. 21 Deformace spodní stavby – opěra 1 a pilíř 2 [25] .....	41
Obr. 22 Deformace spodní stavby – pilíř 3 a opěra 4 [25] .....	41
Obr. 23 Sledované deformace nosné konstrukce – levá římsa [25] .....	41
Obr. 24 Sledované deformace nosné konstrukce – pravá římsa [25] .....	42
Obr. 25 Posun vrcholu pylonů mezi etapami E0 a E2 (8.11.2018-4.11.2019) [25] .	42
Obr. 26 Deformace středu příčníku a ložisek [9] .....	43
Obr. 27 Deformace v měřených bodech v mm, záznam 40 min měření [9] .....	44
Obr. 28 Příčný řez v poli – poloha snímačů teplot.....	47
Obr. 29 Příčný řez v místě pylonu P2 – poloha snímačů teploty .....	48
Obr. 30 Poloha geodeticky měřených bodů na konstrukci .....	49
Obr. 31 Příčný řez nad opěrou – poloha snímačů .....	49
Obr. 32 Průběh teploty na nosné konstrukci .....	50
Obr. 33 Rozdíl teplot hlavních nosníků a závěsů .....	51
Obr. 34 Průhyb hlavních nosníků .....	51
Obr. 35 Průběh teploty na pylonu P2.....	52
Obr. 36 Příčná deformace Y na pylonech .....	52
Obr. 37 Podélná dilatace mostu .....	53

Obr. 38 Deformace X ve směru staničení.....	53
Obr. 39 Deformace Y v místě pylonu P3.....	53
Obr. 40 Deformace Y v místě ložisek na opěrách .....	54
Obr. 41 Příčný řez v poli – poloha snímačů/měření průhybu [11].....	55
Obr. 42 Příčný řez nad opěrou OP4 – poloha snímačů [11].....	56
Obr. 43 Schéma umístění tenzometrů OP4 – levé táhlo [11] .....	56
Obr. 44 Schéma umístění tenzometrů OP4 – pravé táhlo [11] .....	56
Obr. 45 Schéma měření metodou DIC na opěře OP4 [11] .....	57
Obr. 46 Sestava pro měření deformací metodou DIC (foto: Vojtěch Stančík) .....	57
Obr. 47 Měřená místa a konvence vyhodnocených veličin v rámci sledované oblasti OP4_PH [11].....	57
Obr. 48 Statická zatěžovací zkouška – zatěžovací stav ZS4 (foto: Tomáš Dejmek) .....	58
Obr. 49 Schéma zatěžovacího stavu ZS1 a ZS6 – půdorys [11] .....	58
Obr. 50 Schéma zatěžovacího stavu ZS2 a ZS5 – půdorys [11].....	59
Obr. 51 Schéma zatěžovacího stavu ZS3 a ZS4 – půdorys [11] .....	59
Obr. 52 Zatěžovací stav ZS6 – průběh napětí na levém táhle při zatížení [11] ....	60
Obr. 53 Zatěžovací stav ZS6 – průběh normálové síly na levém a pravém táhle [11] .....	61
Obr. 54 Zatěžovací stav ZS1 – zatlačení ložisek vlevo a vpravo [11] .....	62
Obr. 55 Zatěžovací stav ZS6 – zatlačení ložisek vlevo a vpravo [11].....	62
Obr. 56 Zatěžovací stav ZS1 – svislý posun OP4-LH [11].....	63
Obr. 57 Zatěžovací stav ZS1 – svislý posun OP4-PH [11].....	63
Obr. 58 Zatěžovací stav ZS1 – vodorovný posun OP4-PH [11] .....	64
Obr. 59 Přejezd DS-32 - průběh normálové síly na levém a pravém táhle [11]....	64
Obr. 60 Pohled na absolutní snímače zrychlení (foto: Michal Polák).....	65
Obr. 61 Koncová táhla – definice hodnoty X [5],[10] .....	68
Obr. 62 Táhlo OP1-L – horní čep (foto: Pavel Ryjáček) .....	70
Obr. 63 Táhlo OP1-P – horní čep, patrné imperfekce (foto: Pavel Ryjáček) .....	70
Obr. 64 Táhlo OP4-L – horní čep (foto: Pavel Ryjáček) .....	70
Obr. 65 Táhlo OP4-P – horní čep (foto: Pavel Ryjáček).....	70
Obr. 66 Výpočetní modely pro scénář A (vlevo) a scénář B (vpravo) [17] .....	71
Obr. 67 Napětí vonMises na táhle pro scénář A s identifikací tlačných/tažených oblastí [17] .....	73
Obr. 68 Plastická deformace (vlevo) a napětí vonMises (vpravo) od zatížení 400 kN a pootočení, horní čep [17].....	74
Obr. 69 Plastické deformace v místě dolního čepu pro scénář C [17] .....	74
Obr. 70 Pohled na akustickou kameru pod mostem [13] .....	76
Obr. 71 Pohled na akustickou kameru na mostě [13].....	76
Obr. 72 Průjezd autojeřábu maximální rychlostí cca 50 km/h – pravá strana [13]77	
Obr. 73 Průjezd aut rychlostí 30 km/h – pravá strana mostu [13].....	77
Obr. 74 Numerický model – celkový pohled (renderovaný model) .....	78
Obr. 75 Spodní stavba – celkový pohled (renderovaný model).....	79

Obr. 76 Detail připojení piloty k desce.....	79
Obr. 77 Detail uložení paty piloty .....	79
Obr. 78 Ocelový rošt mostovky – popis .....	80
Obr. 79 Betonová deska – použité plošné prvky.....	80
Obr. 80 Deska – detail zahuštění sítě desky, detail napojení desky a ocelového roštu .....	81
Obr. 81 Pylon a závěsy – popis.....	81
Obr. 82 Závěsy – detail napojení závěsů na pylon.....	81
Obr. 83 Závěsy – detail napojení závěsů na hlavní nosník.....	82
Obr. 84 Detail uložení – opěra OP1 a OP4.....	82
Obr. 85 Detail uložení – koncová táhla .....	83
Obr. 86 Detail uložení na podpěry P2 a P3 .....	83
Obr. 87 Detail uložení – montážní podpora .....	84
Obr. 88 Podpěry P2, P3 – průběh modulu horizontální reakce podloží $K_h$ [4] .....	85
Obr. 89 Opěry OP1, OP4 – průběh modulu horizontální reakce podloží $K_h$ [4] ...	86
Obr. 90 Skupinový součinitel $\alpha$ pro vrtané piloty uspořádané ve směru zatížení (piloty v zákrytu) [24] .....	87
Obr. 91 Skupinový součinitel $\alpha$ v závislosti na poloze piloty ve skupině [24].....	87
Obr. 92 Použití součinitelů $\alpha$ v závislosti na poloze piloty ve skupině [24].....	87
Obr. 93 Opěra OP1 – schéma geometrie pilot, směr zatížení Y .....	88
Obr. 94 Opěry OP1 – redukce tuhosti ve směru Y pro jednotlivé piloty .....	88
Obr. 95 Opěra OP1 – schéma geometrie pilot, směr zatížení X .....	89
Obr. 96 Opěra OP1 – redukce tuhosti ve směru X pro jednotlivé piloty .....	89
Obr. 97 Podpěra P2 – schéma geometrie pilot, směr zatížení Y .....	90
Obr. 98 Podpěra P2 – redukce tuhosti ve směru Y pro jednotlivé piloty .....	90
Obr. 99 Podpěra P2 – schéma geometrie pilot, směr zatížení X.....	91
Obr. 100 Podpěra P3 – redukce tuhosti ve směru X pro jednotlivé piloty .....	91
Obr. 101 Podpěra P3 – schéma geometrie pilot, směr zatížení Y .....	92
Obr. 102 Podpěra P3 – redukce tuhosti ve směru Y pro jednotlivé piloty .....	92
Obr. 103 Podpěra P3 – schéma geometrie pilot, směr zatížení X.....	93
Obr. 104 Podpěra P3 – redukce tuhosti ve směru X pro jednotlivé piloty.....	93
Obr. 105 Opěra OP4 – schéma geometrie pilot, směr zatížení Y .....	94
Obr. 106 Opěry OP4 – redukce tuhosti ve směru Y pro jednotlivé piloty .....	94
Obr. 107 Opěra OP4 – schéma geometrie pilot, směr zatížení X .....	95
Obr. 108 Opěra OP4 – redukce tuhosti ve směru X pro jednotlivé piloty .....	95
Obr. 109 Modul pružnosti asfaltových směsí v závislosti na teplotě [31] .....	101
Obr. 110 Stanovení tahové oblasti betonové desky.....	105
Obr. 111 Schéma betonáže [4] .....	121
Obr. 112 Rovnoměrná teplota dle EC .....	123
Obr. 113 Schéma opěry OP1 – označení pilot .....	127
Obr. 114 Schéma podpěra P2 – označení pilot.....	127
Obr. 115 Schéma podpěra P3 – označení pilot.....	128
Obr. 116 Schéma podpěra OP4 – označení pilot.....	128

Obr. 117 Průběh smrštění dle EC .....	136
Obr. 118 Průběh součinitele dotvarování dle EC .....	137
Obr. 119 SZZ Schéma nákladního vozidla Tatra 815 .....	138
Obr. 120 Schéma zatížení nákladním vozidlem Tatra 815 v modelu.....	138
Obr. 121 Schéma zatěžovacího stavu ZS1- půdorys [6].....	139
Obr. 122 Umístění vozidel v příčném směru zatěžovací stav ZS1 .....	139
Obr. 123 Schéma zatěžovacího stavu ZS2-půdorys [6].....	140
Obr. 124 Umístění vozidel v příčném směru zatěžovací stav ZS2 .....	140
Obr. 125 Schéma nákladního vozidla Kamaz 9T6 .....	141
Obr. 126 Schéma nákladního vozidla Kamaz 9T5 .....	141
Obr. 127 Schéma nákladního vozidla Tatra 7T7 .....	142
Obr. 128 Schéma nákladního vozidla Tatra 8T5 .....	142
Obr. 129 Schéma jeřábu .....	142
Obr. 130 SZZ provedená během experimentu – umístění vozidel v příčném směru .....	142
Obr. 131 Schéma zatěžovacího stavu ZS1 a ZS6 – půdorys [11].....	143
Obr. 132 Schéma zatěžovacího stavu ZS2 a ZS5 – půdorys [11] .....	143
Obr. 133 Schéma zatěžovacího stavu ZS3 a ZS4 – půdorys [11].....	144
Obr. 134 Dynamické přejezdy vozidel – umístění vozidel v příčném směru .....	144
Obr. 135 Řazení vozidel pro dynamický přejezd DS-03, DS-07, DS-11.....	145
Obr. 136 Dynamická analýza – řazení vozidel DS-04, DS-08, DS-12 .....	145
Obr. 137 Dynamická analýza – řazení vozidel DS-31 .....	145
Obr. 138 Dynamická analýza – řazení vozidel DS-32 .....	145
Obr. 139 Schéma referenčního vozidla [23] .....	146
Obr. 140 Referenční vozidla – umístění vozidel v příčném směru.....	147
Obr. 141 Referenční vozidla – řazení vozidel .....	147
Obr. 142 Fáze 1 - spodní stavba .....	148
Obr. 143 Fáze 2 - ocelový rošt .....	149
Obr. 144 Schéma podepření v montážním stavu-výchozí stav .....	149
Obr. 145 Schéma betonáže [4] .....	150
Obr. 146 Fáze 5 – odbednění.....	150
Obr. 147 Fáze 6 – změna uložení konstrukce (přidání koncových táhel) .....	151
Obr. 148 Schéma podepření v montážním stavu-zavěšování.....	151
Obr. 149 Fáze 7 – pylony .....	152
Obr. 150 – Fáze 8 - instalace závěsů 1.....	152
Obr. 151 Fáze 9 - instalace závěsů 3 .....	153
Obr. 152 Fáze 33 - rektifikace závěsů .....	153
Obr. 153 Fáze 55 - instalace závěsů 19 .....	154
Obr. 154 Fáze – rektifikace 2 .....	154
Obr. 155 Schéma podepření v provozním stavu.....	155
Obr. 156 Fáze – chodníkové římsy .....	155
Obr. 157 Fáze 72 – vozovka.....	156
Obr. 158 Statická zatěžovací zkouška INSET – schéma měřených řezů [6].....	162

Obr. 159 Statická zatěžovací zkouška INSET - schéma měřených bodů řez S2 [6]	162
Obr. 160 Schéma umístění budiče v podélném směru [7].....	165
Obr. 161 Schéma umístění budiče v příčném směru [7].....	165
Obr. 162 Tvar kmitání při buzení o frekvenci 1,400 Hz –1. ohybový [7] .....	166
Obr. 163 1. vlastní tvar kmitání $f_1=1,4492$ Hz – 1. ohybový .....	166
Obr. 164 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 2,115 Hz – ohybově kroutivý [7].....	167
Obr. 165 3. vlastní tvar kmitání $f_3=2,1978$ Hz – 1. kroutivý.....	167
Obr. 166 4. vlastní tvar kmitání $f_4=2,2103$ Hz – 2. ohybový.....	167
Obr. 167 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 3,770 Hz – 2. kroutivý [7]	168
Obr. 168 15. vlastní tvar kmitání $f_{15}=3,7128$ Hz – 2. kroutivý .....	168
Obr. 169 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 5,682 Hz – 4. ohybový [7]	169
Obr. 170 22. vlastní tvar $f_{22}=5,4160$ Hz – 4. ohybový .....	169
Obr. 171 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 7,230 Hz – 5. ohybový [7]	170
Obr. 172 28. vlastní tvar $f_{28}=6,8828$ Hz – 5. ohybový.....	170
Obr. 173 Tvar kmitání při svislém buzení o frekvenci 9,470 Hz – 4. kroutivý [7]	171
Obr. 174 36. vlastní tvar $f_{36}=9,4178$ Hz – 4. kroutivý .....	171
Obr. 175 17.vlastní tvar kmitání $f_{17}=3,9983$ Hz – 3. ohybový.....	172
Obr. 176 27. vlastní tvar $f_{27}=6,6126$ Hz – 3. kroutivý .....	172
Obr. 177 Model – přejezd DS-10-30 km/h – průběh normálové síly koncových táhlech.....	179
Obr. 178 Experiment – přejezd DS-10-30 km/h – průběh normálové síly koncových táhlech.....	179
Obr. 179 Model – přejezd DS-10-30 km/h – průhyb středu koncového příčnicku	180
Obr. 180 Experiment – přejezd DS-10-30 km/h – průhyb středu koncového příčnicku	180
Obr. 181 Model – přejezd DS-10-30 km/h – stlačení ložisek .....	181
Obr. 182 Experiment – přejezd DS-10-30 km/h – stlačení ložisek .....	181
Obr. 183 Model – přejezd DS-32-30 km/h – průběh normálové síly v koncových táhlech.....	182
Obr. 184 Experiment – přejezd DS-32-30 km/h – průběh normálové síly v koncových táhlech .....	183
Obr. 185 Model– přejezd DS-32-30 km/h – průhyb středu koncového příčnicku	183
Obr. 186 Experiment – přejezd DS-32-30 km/h – průhyb středu koncového příčnicku	183
Obr. 187 Model – přejezd DS-32-30 km/h – stlačení ložisek.....	184
Obr. 188 Experiment – přejezd DS-32-30 km/h – stlačení ložisek .....	184
Obr. 189 Lokální souřadný systém analýzy .....	187

Obr. 190 Průhyb hlavních nosníků – dokončený most.....	188
Obr. 191 Deformace X pylony – dokončený most.....	188
Obr. 192 Deformace Y pylony – dokončený most .....	189
Obr. 193 Deformace X koncová táhla – dokončený most .....	189
Obr. 194 Deformace Y koncová táhla – dokončený most.....	190
Obr. 195 Rovnoměrná teplota – změna průhybu – levý nosník .....	191
Obr. 196 Rovnoměrná teplota – změna průhybu – pravý nosník.....	191
Obr. 197 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – pylon P3-L.....	192
Obr. 198 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – pylon P3-P .....	193
Obr. 199 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – pylon P2-L .....	193
Obr. 200 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – pylon P2-P.....	193
Obr. 201 Rovnoměrná teplota – změna deformace X ve vrcholu pylonu .....	194
Obr. 202 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – pylon P2-L.....	195
Obr. 203 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – pylon P2-P .....	195
Obr. 204 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – pylon P3-L .....	196
Obr. 205 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – pylon P3-P .....	196
Obr. 206 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y ve vrcholu pylonu .....	197
Obr. 207 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – koncové táhlo T1-L .....	197
Obr. 208 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – koncové táhlo T1-P .....	198
Obr. 209 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – koncové táhlo T4-L.....	198
Obr. 210 Rovnoměrná teplota – změna deformace X – koncové táhlo T4-P .....	198
Obr. 211 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru X .....	199
Obr. 212 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – koncové táhlo T1-L .....	200
Obr. 213 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – koncové táhlo T1-P .....	200
Obr. 214 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – koncové táhlo T4-L .....	201
Obr. 215 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y – koncové táhlo T4-P.....	201
Obr. 216 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru Y.....	201
Obr. 217 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru Z .....	202
Obr. 218 Rovnoměrná teplota – změna normálové síly – koncová táhla .....	203
Obr. 219 Rovnoměrná teplota – změna průhybu – koncový příčnick.....	204
Obr. 220 Rovnoměrná teplota – nadzdvížení ložisek .....	205
Obr. 221 Rovnoměrná teplota – příčný posun ložisek .....	205
Obr. 222 Rovnoměrná teplota – podélný posun ložisek .....	206
Obr. 223 Rovnoměrné ohřátí závěsů – změna průhybu levého nosníku .....	207
Obr. 224 Rovnoměrné ohřátí závěsů – změna průhybu pravého nosníku.....	207
Obr. 225 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y – pylon P2-L ...	209
Obr. 226 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y – pylon P2-P ...	209
Obr. 227 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y – pylon P3-L ...	209
Obr. 228 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y – pylon P3-P ....	210
Obr. 229 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y ve vrcholu pylonu .....	210
Obr. 230 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y ve vrcholu pylonu .....	210



Obr. 231 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna průhybu levého nosníku .....	211
Obr. 232 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna průhybu pravého nosníku .....	212
Obr. 233 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna normálové síly koncových táhel.....	213
Obr. 234 Reologické změny betonu - průhyb levého nosníku .....	215
Obr. 235 Reologické změny betonu - průhyb pravého nosníku .....	216
Obr. 236 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T1-L .....	217
Obr. 237 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T1-P .....	218
Obr. 238 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T4-L .....	218
Obr. 239 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T4-P.....	219
Obr. 240 Reologické změny betonu-podélný posun v ložisku OP1-L.....	220
Obr. 241 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP1-P.....	221
Obr. 242 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP4-L .....	221
Obr. 243 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP4-P.....	222
Obr. 244 Reologické změny betonu - nadzdvižení v ložisku OP1-L.....	223
Obr. 245 Reologické změny betonu - nadzdvižení v ložisku OP1-P .....	224
Obr. 246 Reologické změny betonu - nadzdvižení v ložisku OP4-L .....	224
Obr. 247 Reologické změny betonu - nadzdvižení v ložisku OP4-P.....	225
Obr. 248 Reologické změny betonu – změny průhybu středu koncového příčnicku .....	226
Obr. 249 Účinky reálného sedání – změna průhybu levého nosníku bez účinků C+S .....	228
Obr. 250 Účinky reálného sedání – změna průhybu levého nosníku s účinky C+S .....	229
Obr. 251 Účinky reálného sedání – změna průhybu pravého nosníku bez účinků C+S .....	229
Obr. 252 Účinky reálného sedání – změna průhybu pravého nosníku s účinky C+S .....	229
Obr. 253 Účinky reálného sedání – průhyb hlavních nosníků bez účinků C+S..	230
Obr. 254 Účinky reálného sedání – průhyb hlavních nosníků s účinky C+S .....	230
Obr. 255 Účinky reálného sedání – změna deformace Y bez účinků C+S – pylon P2-L .....	231
Obr. 256 Účinky reálného sedání – změna deformace Y s účinky C+S – pylon P2-L.....	232
Obr. 257 Účinky reálného sedání – změna deformace Y bez účinků C+S – pylon P2-P.....	232
Obr. 258 Účinky reálného sedání – změna deformace Y s účinky C+S – pylon P2-P .....	232
Obr. 259 Účinky reálného sedání – změna deformace Y bez účinků C+S – pylon P3-L .....	233

Obr. 260 Účinky reálného sedání – změna deformace Y s účinky C+S – pylon P3-L .....	233
Obr. 261 Účinky reálného sedání – změna deformace Y bez účinků C+S – pylon P3-P .....	233
Obr. 262 Účinky reálného sedání – změna deformace Y s účinky C+S – pylon P3-P .....	234
Obr. 263 Účinky reálného sedání – změna deformace Y ve vrcholu pylonů bez účinků C+S .....	234
Obr. 264 Účinky reálného sedání – změna deformace Y ve vrcholu pylonů s účinky C+S .....	235
Obr. 265 Účinky reálného sedání – změna normálové síly v koncových táhlech bez účinků C+S .....	235
Obr. 266 Účinky reálného sedání – změna normálové síly v koncových táhlech s účinky C+S .....	236
Obr. 267 Účinky rovnoměrného sedání opěr – změna průhybu – levý nosník....	237
Obr. 268 Účinky rovnoměrného sedání opěr – změna průhybu – pravý nosník .	237
Obr. 269 Účinky rovnoměrného sedání opěry OP1 – změna normálové síly v koncových táhlech.....	238
Obr. 270 Účinky rovnoměrného sedání opěry OP4 – změna normálové síly v koncových táhlech.....	239
Obr. 271 Účinky nerovnoměrného sedání opěr – změna průhybu levého nosníku .....	240
Obr. 272 Účinky nerovnoměrného sedání opěr – změna průhybu pravého nosníku .....	240
Obr. 273 Účinky nerovnoměrného sedání opěry OP1 – změna normálové síly v koncových táhlech.....	241
Obr. 274 Účinky nerovnoměrného sedání opěry OP4 – změna normálové síly v koncových táhlech.....	241
Obr. 275 Nerovnoměrné sedání podpěr pylonů – změna průhybu – levý nosník	242
Obr. 276 Nerovnoměrné sedání podpěr pylonů – změna průhybu – pravý nosník .....	243
Obr. 277 Nerovnoměrné sedání podpěry P2 – změna normálové síly .....	243
Obr. 278 Nerovnoměrné sedání podpěry P3 – změna normálové síly .....	244
Obr. 279 Stlačení koncového táhla T4-L.....	246
Obr. 280 Stlačení koncového táhla T4-P.....	246
Obr. 281 Stlačení koncového táhla T1-L.....	246
Obr. 282 Stlačení koncového táhla T1-P .....	247
Obr. 283 Poškození koncových táhel-nadzdvížení ložisek .....	249
Obr. 284 Poškození koncových táhel – změna průhybu .....	250
Obr. 285 Poškození koncových táhel – změna průhybu .....	250
Obr. 286 Poškození táhel – změna normálové síly v koncových táhlech .....	251
Obr. 287 Schéma opravy – detail [10].....	255

## 18 Seznam tabulek

Tab. 1 Tabulka pilot a jejich sedání dle ZVS [3] .....	36
Tab. 2 Deformace ložiska OP1-L na opěře [4] .....	38
Tab. 3 Tabulka pilot a jejich sedání dle RDS [4] .....	39
Tab. 4 Sledované deformace spodní stavby [25].....	40
Tab. 5 Sledované deformace pylonů [25] .....	42
Tab. 6 Přehled hmotností použitých zkušebních vozidel [11] .....	58
Tab. 7 Vyhodnocení zatěžovacích stavů ZS1 a ZS6 na levém táhle [11] .....	61
Tab. 8 Vyhodnocení zatěžovacích stavů ZS1 a ZS6 na pravém táhle [11].....	61
Tab. 9 Vyhodnocené síly v závěsech pouze na základě změřených vlastních frekvencí [12].....	66
Tab. 10 Vyhodnocené síly v závěsech na základě změřených vlastních frekvencí a vlastních tvarů [12] .....	67
Tab. 11 Měřené hodnoty X a jejich vyhodnocení [10].....	69
Tab. 12 Měřené hodnoty X a jejich vyhodnocení [10] .....	69
Tab. 13 Opěra OP1 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení Y .....	88
Tab. 14 Opěra OP1 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení X.....	89
Tab. 15 Podpěra P2 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení Y .....	90
Tab. 16 Podpěra P2 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení X .....	91
Tab. 17 Podpěra P3 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení Y .....	92
Tab. 18 Podpěra P3 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení X.....	93
Tab. 19 Opěra OP4 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení Y .....	94
Tab. 20 Opěra OP4 – výpočet redukce tuhosti, směr zatížení X .....	95
Tab. 21 Opěra OP1 – zadané tuhosti pružin.....	96
Tab. 22 Podpěra P2 – zadané tuhosti pružin .....	97
Tab. 23 Podpěra P3 – zadané tuhosti pružin .....	97
Tab. 24 Opěra OP4 – zadané tuhosti pružin .....	98
Tab. 25 Přehled tuhostí použitých materiálů .....	99
Tab. 26 Opěra OP1 – přehled použitých deskových prvků .....	102
Tab. 27 Podpěra P2 – přehled použitých deskových prvků .....	102
Tab. 28 Podpěra P3 – přehled použitých deskových prvků .....	103
Tab. 29 Opěra OP4 – přehled použitých deskových prvků .....	103
Tab. 30 Betonová deska – přehled použitých deskových prvků .....	104
Tab. 31 Modifikátory vlastností – deska-220 mm – trhlíny .....	105
Tab. 32 Modifikátory vlastností-deska-OP1, OP4-170 mm.....	106
Tab. 33 Modifikátory vlastností – deska-P2, P3-170 mm .....	107
Tab. 34 Vlastnosti linku – tuhá vazba.....	109
Tab. 35 Vlastnosti linku – ložisko-opěra-X, Y, Z (pevné).....	109
Tab. 36 Vlastnosti linku – ložisko-opěra-Y, Z (podélné) .....	110
Tab. 37 Vlastnosti linku – ložisko-opěra-Z (všesměrné).....	110
Tab. 38 Vlastnosti linku – koncové táhlo-lineární .....	111
Tab. 39 Vlastnosti linku – koncové táhlo-nelineární.....	111
Tab. 40 Vlastnosti linku – ložisko-pylon-X, Y, Z (pevné) .....	112

Tab. 41 Vlastnosti linku – ložisko-pylon-Y, Z (podélné) .....	113
Tab. 42 Vlastnosti linku – ložisko-pylon-Z (všesměrné) .....	113
Tab. 43 Vlastnosti linku – montážní podpěra (všesměrné) .....	114
Tab. 44 Vlastnosti linku – poškození 4 mm .....	114
Tab. 45 Vlastnosti linku – poškození 2,5 mm .....	115
Tab. 46 Vlastnosti linku – poškození 2 mm .....	115
Tab. 47 Vlastnosti linku – poškození 1,3 mm .....	115
Tab. 48 Vlastnosti linku – poškození 0,5 mm .....	116
Tab. 49 Vlastnosti linku – poškození 0,3 mm .....	116
Tab. 50 Hmotnost hlavních nosníků .....	117
Tab. 51 Táhla ekvivalentní zatížení .....	118
Tab. 52 Předpětí závěsů .....	120
Tab. 53 Betonáž – fáze 1 .....	121
Tab. 54 Betonáž – fáze 2 .....	121
Tab. 55 Staveništní zatížení .....	122
Tab. 56 Teplota vzduchu ve stínu s odpovídající teplotou části konstrukce – rovnoměrná teplota .....	124
Tab. 57 Přehled zatěžovacích stavů – rovnoměrná teplota .....	124
Tab. 58 Přehled zatěžovacích stavů - nerovnoměrné ohřátí pylonů .....	125
Tab. 59 Přehled zatěžovacích stavů - rovnoměrné ohřátí závěsů .....	125
Tab. 60 Přehled zatěžovacích stavů – nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků .....	126
Tab. 61 Tabulka sedání pro výpočetní model TDA .....	129
Tab. 62 Sedání opěry OP1 – výpočetní model TDA .....	129
Tab. 63 Sedání opěry OP4 – výpočetní model TDA .....	130
Tab. 64 Sedání podpěry P2 – výpočetní model TDA .....	130
Tab. 65 Sedání podpěry P3 – výpočetní model TDA .....	131
Tab. 66 Rovnoměrné sedání opěry OP1 .....	132
Tab. 67 Rovnoměrné sedání opěry OP4 .....	132
Tab. 68 Nerovnoměrné sedání opěry OP1 .....	133
Tab. 69 Nerovnoměrné sedání opěry OP4 .....	133
Tab. 70 Nerovnoměrné sedání podpěry P2 .....	134
Tab. 71 Nerovnoměrné sedání podpěry P3 .....	135
Tab. 72 Vstupní parametry pro výpočet smrštění a dotvarování .....	136
Tab. 73 Přehled zatížení nákladních vozidel [6] .....	139
Tab. 74 Hmotnosti použitých referenčních vozidel .....	147
Tab. 75 Přehled fází výstavby .....	157
Tab. 76 Logaritmický dekrement útlumu [7] .....	158
Tab. 77 Validace sil v závěsech [8] .....	161
Tab. 78 Porovnání experimentálních hodnot s výsledky numerického modelu [6] .....	164
Tab. 79 Porovnání výsledků SZZ a numerického modelu [7] .....	173
Tab. 80 Porovnání výsledků SZZ-ZS1, ZS6 a numerického modelu [11] .....	175
Tab. 81 Porovnání výsledků SZZ-ZS2, ZS5 a numerického modelu [11] .....	175

Tab. 82 Porovnání výsledků SZZ-ZS3, ZS4 a numerického modelu [11] .....	176
Tab. 83 Porovnání normálových sil u koncových táhel – přírůstek tahové síly ZS3 a ZS4 [11].....	176
Tab. 84 Porovnání normálových sil u koncových táhel – tahová rezerva [11].....	177
Tab. 85 Porovnání sil v závěsech [12] .....	177
Tab. 86 Rovnoměrná teplota – změna průhybu středů rozpětí .....	192
Tab. 87 Přehled rozdílů teplot části konstrukce .....	192
Tab. 88 Rovnoměrná teplota – změna deformace X ve vrcholu pylonu.....	194
89 Rovnoměrná teplota – změna deformace Y ve vrcholu pylonu .....	196
Tab. 90 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru X .....	199
Tab. 91 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru Y .....	202
Tab. 92 Rovnoměrná teplota – změna posunu horního čepu ve směru Z .....	202
Tab. 93 Rovnoměrná teplota – změna normálové síly – koncová táhla .....	203
Tab. 94 Rovnoměrná teplota – změna průhybu – koncový příčník.....	204
Tab. 95 Rovnoměrná teplota – nadzdvížení ložisek .....	204
Tab. 96 Rovnoměrná teplota – příčný posun ložisek .....	205
Tab. 97 Rovnoměrná teplota – podélný posun ložisek .....	206
Tab. 98 Rovnoměrné ohřátí závěsů – změna průhybu středu rozpětí hlavních nosníků.....	208
Tab. 99 Nerovnoměrná teplota pylony – změna deformace Y ve vrcholu pylonu .....	211
Tab. 100 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna průhybu středu rozpětí .....	212
Tab. 101 Nerovnoměrné ohřátí hlavních nosníků – změna normálové síly koncových táhel.....	212
Tab. 102 Reologické změny betonu - průhyb levého nosníku .....	215
Tab. 103 Reologické změny betonu - průhyb pravého nosníku .....	216
104 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T1-L .....	217
Tab. 105 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T1-P.....	218
Tab. 106 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T4-L .....	219
Tab. 107 Reologické změny betonu - normálová síla koncového táhla T4-P .....	219
Tab. 108 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP1-L .....	220
Tab. 109 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP1-P.....	221
Tab. 110 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP4-L .....	222
Tab. 111 Reologické změny betonu - podélný posun v ložisku OP4-P .....	222
Tab. 112 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP1-L .....	223
Tab. 113 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP1-P .....	224
Tab. 114 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP4-L .....	225
Tab. 115 Reologické změny betonu - nadzdvížení v ložisku OP4-P.....	225
Tab. 116 Reologické změny betonu - průhyb středu koncového příčniku .....	226
Tab. 117 Účinky reálného sedání – průhyb hlavních nosníků bez účinků C+S ...	230
Tab. 118 Účinky reálného sedání – průhyb hlavních nosníků s účinky C+S .....	231

Tab. 119 Účinky reálného sedání – změna deformace Y ve vrcholu pylonů bez účinků C+S .....	234
Tab. 120 Účinky reálného sedání – změna deformace Y ve vrcholu pylonů s účinky C+S.....	235
Tab. 121 Účinky reálného sedání – změna normálové síly v koncových táhlech bez účinků C+S .....	236
Tab. 122 Účinky reálného sedání – změna normálové síly v koncových táhlech s účinky C+S .....	236
Tab. 123 Účinky rovnoměrného sedání opěry OP1 – změna normálové síly v koncových táhlech.....	238
Tab. 124 Účinky rovnoměrného sedání opěry OP4 – změna normálové síly v koncových táhlech.....	239
Tab. 125 Účinky nerovnoměrného sedání opěry OP1 – změna normálové síly v koncových táhlech.....	241
Tab. 126 Účinky nerovnoměrného sedání opěry OP4 – změna normálové síly v koncových táhlech.....	242
Tab. 127 Nerovnoměrné sedání podpěry P2 – změna normálové síly.....	244
Tab. 128 Nerovnoměrné sedání podpěry P3 – změna normálové síly.....	244
Tab. 129 Sčítání dopravy za rok 2016.....	247
Tab. 130 Poškození koncových táhel.....	249
Tab. 131 Poškození koncových táhel – nadzdvižení ložisek.....	249
Tab. 132 Poškození koncových táhel – změna průhybu .....	251
Tab. 133 Poškození táhel – normálové síly koncových táhel .....	251

## 19 Seznam zkratk

DIC – Digital image correlation

DSPS – Dokumentace skutečného provedení stavby

EC – Eurokód

MSP – Mezní stav použitelnosti

PKO – Protikoroziční ochrana

PTFE – Polytetrafluorethylen (teflon)

RDS – Realizační dokumentace stavby

SZZ – Statická zatěžovací zkouška

TDA – Time depend analysis (časově závislá analýza)

VTD – Výrobně technická dokumentace

ZVS – Zadávací výkresy stavby

## 20 Seznam příloh

PŘÍLOHA 1 – Detailní popis numerického model (přiloženo na CD)