



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí**

## **Bakalářská práce**

**Posouzení interakce most kolej železničního mostu**

Track-bridge analysis for the railway bridge

Vedoucí práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček Ph.D.

Katedra: Ocelových a dřevěných konstrukcí

**2022**

**Robert Pour**

## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Pour	Jméno: Robert	Osobní číslo: 483228
Zadávací katedra: K134		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Posouzení interakce most kolej železničního mostu	
Název bakalářské práce anglicky: Track-bridge analysis for the railway bridge	
Pokyny pro vypracování: Tvorba numerického modelu zvoleného mostu na trati Soběslav - Doubí a jeho analýza pro účinky teploty a zatížení při dopravě a SZZ, zjištění předpokladu posunů a napětí	
Seznam doporučené literatury: - ČSN EN 1991-2 - ČSN EN 1993-2	
Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.	
Datum zadání bakalářské práce: 16.2.2022	Termín odevzdání BP v IS KOS: 15.5.2022 <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 bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské 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“.*

Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)
-----------------------	---------------------

## **Čestné prohlášení**

*Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracoval samostatně, a že jsem uvedl veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských závěrečných prací.*

V Plzni dne 12. května 2022

.....

Robert Pour

## **Poděkování**

Chtěl bych tímto poděkovat panu doc. Ing. Pavlu Ryjáčkovi Ph.D. za příkladné vedení této práce. Díky jeho poznatkům a připomínkám jsem byl schopen práci vypracovat.

## **Anotace**

Cílem bakalářské práce je provedení posouzení interakce bezстыkové koleje a mostu přes Myslkovický rybník na trati IV. tranzitního železničního koridoru v úseku Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora dle normy ČSN EN 1991-2 [7]. Pro posouzení byl vytvořen nelineární numerický 3D model daného mostu, který byl poté využit k vytvoření podkladů ke statické zatěžovací zkoušce mostu. V závěru práce posudek přídavných namáhání mostu od kombinované odezvy mostu a koleje dle normy [7] vyšel jako nevyhovující. Z toho důvodu byl proveden druhý posudek podle metody globálních napětí, postavené na principech normy ČSN EN 1993-2 [10], také tento posudek vyšel jako nevyhovující. Nicméně s uvážením nejistot vstupních parametrů při tvorbě modelu lze toto překročení namáhání označit jako vyhovující. Posudek na podélnou deformaci nosné konstrukce mostu dle normy [7] vyšel jako vyhovující pouze pro svislé zatížení od dopravy. Podélná deformace od brzdných a rozjezdových sil je podle normy [7] nevyhovující. Nicméně s ohledem na minimální vliv těchto deformací vůči bezpečnosti a také vzhledem k rezervě, kterou norma [7] udává, byly tyto deformace označeny jako vyhovující. Závěrem je tedy kladné posouzení mostu na interakci bezстыkové koleje a mostu.

## **Klíčová slova**

ocel, most, teplota, interakce, odpor, bezстыková kolej (BK), model, železnice, kolejové lože, tuhost, napětí, deformace

## **Annotation**

The aim of the bachelor's thesis is the assessment of the interaction of the continuous welded rail with the bridge over the Myslkovický rybník on the line of Rail Transit Corridor IV in the section Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora. For the assessment, a nonlinear numerical 3D model of the bridge was created which was then used to create the basis for the static load test of the bridge. At the end of the work, the assessment of the additional stresses of the bridge from the combined response of the bridge and the track in accordance to the standard ČSN EN 1991-2 [7] came out as unsatisfactory. Therefore, a second assessment was performed according to the method of global stresses, based on the principles of the standard ČSN EN 1993-2 [10], and this assessment was also unsatisfactory. However, taking into account the uncertainties of the input parameters when creating the model, this stress exceedance can be described as satisfactory. The assessment of the longitudinal deformation of the supporting structure of the bridge according to the standard [7] was found to be satisfactory only for vertical loads from traffic. According to standard [7], the longitudinal deformation from braking and starting forces is unsatisfactory. However, in view of the minimal safety impact of these deformations and also in view of the margin given by the standard [7], these deformations were marked as satisfactory. The conclusion is therefore a positive assessment of the bridge on the interaction of the contactless track and the bridge.

## **Keywords**

steel, bridge, temperature, interaction, resistance, continuous welded rail (CWR), model, railway, ballast, stiffness, stress, deformation

# Obsah

1	Úvod.....	9
2	Bezстыková kolej.....	10
2.1	Obecně k bezстыkové koleji.....	10
2.2	Osové síly v bezстыkové koleji.....	10
2.2.1	Střední část bezстыkové koleje.....	11
2.2.2	Dýchající konec bezстыkové koleje.....	13
2.3	Stabilita bezстыkové koleje.....	15
2.3.1	Typické tvary vybočení.....	15
2.3.2	Vliv zatížení kolejovou dopravou na vybočení bezстыkové koleje.....	16
2.3.3	Upínací teplota.....	17
2.3.4	Příčný odpor.....	18
2.3.5	Podélný odpor.....	19
2.4	Modelování bezстыkové koleje na mostní konstrukci.....	20
3	Popis mostního objektu.....	21
3.1	Umístění mostu.....	21
3.2	Základní popis mostu.....	22
3.3	Popis NK mostu.....	23
3.3.1	Ocelová část NK.....	23
3.3.2	Železobetonová část NK.....	24
3.3.3	Ložiska.....	25
3.4	Stavební výkresy mostu.....	25
3.5	Popis převáděné železniční trati.....	27
4	Numerický model.....	28
4.1	Popis vytvořeného numerického modelu mostu.....	28
4.1.1	Skladba modelu.....	30
4.1.2	Průřezy modelu.....	31
4.1.3	Vlastnosti nelineárních linků kolejového lože.....	34
4.1.4	Vlastnosti nelineárních pružin v místech pevných ložisek.....	36
5	Interakce most – kolej.....	37
5.1	Zatížení teplotní změnou konstrukce mostu.....	38
5.2	Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami.....	39
5.3	Svislé zatížení od dopravy.....	40
5.4	Souhrn zatěžovacích stavů.....	41
5.4.1	Pro posouzení dle normy ČSN EN 1991-2 [7].....	42
5.4.2	Pro posouzení dle metody globálních napětí.....	42

6	Statická zatěžovací zkouška (SZZ) .....	43
6.1	Zatěžovací sestavy pro SZZ .....	44
6.2	Výsledné odhady.....	45
6.2.1	Odhad napětí v kolejnicích .....	45
6.2.2	Odhad podélných posunů NK a kolejnic v místech umístění snímačů .....	51
6.2.3	Odhad podélných posunů NK a kolejnic v místech ložisek a středů polí.....	52
7	Výsledky interakce most – kolej .....	58
7.1	Výsledky zatížení teplotní změnou konstrukce mostu .....	58
7.2	Výsledky zatížení brzdnými a rozjezdovými silami .....	59
7.2.1	Normálové napětí v kolejnici .....	59
7.2.2	Podélný posun NK mostu.....	61
7.3	Výsledky svislého zatížení od dopravy.....	63
7.3.1	Normálové napětí v kolejnici .....	63
7.3.2	Podélný posun horního povrchu NK mostu.....	65
8	Posouzení interakce most – kolej .....	67
8.1	Posouzení napětí v kolejnici.....	67
8.1.1	Posouzení podle normy ČSN EN 1991-2 [7].....	67
8.1.2	Posouzení podle metody globálních napětí .....	68
8.2	Posouzení podélného posunu NK mostu.....	69
8.2.1	Posouzení podélného posunu mostu od brzdných a rozjezdových sil .....	69
8.2.2	Posouzení podélného posunu mostu od svislého zatížení dopravou .....	69
9	Závěr .....	70



# 1 Úvod

Prvním ze dvou cílů této práce je posouzení interakce bezстыkové koleje a spřaženého ocelobetonového železničního mostu přes Kamenný rybník u obce Myslkovice, jenž byl postaven v rámci Modernizace trati Veselí nad Lužnicí – Tábor. Druhým cílem je příprava podkladů pro statickou zatěžovací zkoušku mostu. Začátek práce je věnován teorii bezстыkové koleje, jejímu chování na mostní konstrukci a na zemním tělese, a jsou zde zmíněny i její rizika. V další části je popsán vyšetřovaný objekt z pohledu jak konstrukčního, tak i převáděné železniční trati. Dále je zde popsán vytvořený nelineární numerický 3D model, jeho jednotlivé průřezy a zvolené zatěžovací stavy. V nadcházející části je vysvětlena kombinovaná odezva mostní konstrukce a bezстыkové koleje, jaké jsou její podmínky dle normy ČSN EN 1991-2 [7]. Následně jsou uvedeny odhadované výsledky posunů a napětí od jednotlivých zatěžovacích stavů při plánované statické zatěžovací zkoušce mostu, tato část práce bude poté využita v praxi. Uzavřením této práce je vyhodnocení posouzení interakce most - kolej.

## 2 Bezстыková kolej

### 2.1 Obecně k bezстыkové koleji

Bezстыková kolej je obecně kolej, která je v celé své délce svařena a tedy není spojena žádnými kolejnicovými styky. Předpis SŽDC S3/2 udává minimální délku 150 m, aby kolej byla považována za bezстыkovou. Zřízením bezстыkové koleje je umožněno snížení dynamického namáhání koleje a snížení hlučnosti z důvodu vypuštění kolejnicových styků. Současně jsou sníženy náklady na údržbu koleje. Naproti tomu je však kolej zatížena většími osovými silami od změn teploty. Ve většině případů se na koncích bezстыkové koleje zřizují běžné kolejnicové styky. Tento typ koleje je označován jako kolej s plným napětím od teplotních změn. Existují však i další typy ukončení bezстыkové koleje. Jedním z nich je kolejové dilatační zařízení, kdy toto zařízení zamezuje nadměrnému otevírání dilatačních spár a tím i vzniku častějších poruch. Dalším způsobem řešení ukončení bezстыkové koleje je vložení tří kolejových polí s kolejnicemi normální délky, které se před nástupem vyšších teplot vymění za kolejnice kratší, čímž je umožněna dilatace na koncích kolejnic. [1]

### 2.2 Osové síly v bezстыkové koleji

Dle [1] působením teplotních změn a vnějšího zatížení, například od kolejových vozidel, na bezстыkovou kolej, vznikají v kolejnicích osové síly a napětí. Osové síly mohou být kladné nebo záporné, tedy tahové nebo tlakové. Vlivem velkých poklesů teplot v zimním období dochází ke smršťování kolejnice a vzniku velké tahové síly, která přináší riziko lomu kolejnice, při kterém však z pravidla nedochází k vykolejení vozidel. Nejnepríznivějšími silami jsou síly tlakové, v jejichž důsledku může dojít k vybočení koleje a následně k vykolejení vozidel, což může mít ve většině případů katastrofické následky. Výpočet osových sil vychází ze základních vztahů pružnostní analýzy prutů a z rovnováhy sil na elementárním dílu prutu, který představuje kolejový rošt, tj. dvě kolejnice, upevnění a pražce.

## 2.2.1 Střední část bezстыkové koleje

Dle [1] ve střední části bezстыkové koleje platí pro posunutí  $u$

$$u = \Delta l = 0$$

Prodloužení prutu například stykované kolejnice délky  $l$  vlivem teplotního zatížení, pokud může volně dilatovat, vychází ze vztahu

$$\Delta l = l \cdot \alpha \cdot (t - t_0) = l \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad (1)$$

kde

$\Delta l$  je prodloužení kolejnice,

$\alpha$  je součinitel teplotní roztažnosti,

$t$  je aktuální teplota kolejnice,

$t_0$  je neutrální teplota kolejnice.

Zabráníme-li kolejnici na obou koncích dilatovat, můžeme poměrnou deformaci kolejnice vypočítat jako

$$\varepsilon_t = -\frac{\Delta l}{l} = -\frac{l \cdot \alpha \cdot (t - t_0)}{l} = -\alpha \cdot (t - t_0) \quad (2)$$

Z poměrné deformace můžeme dále vypočítat odpovídající normálové napětí v kolejnici a odpovídající normálovou sílu

$$\sigma_x = E \cdot \varepsilon_t = -E \cdot \alpha \cdot (t - t_0) \quad (3)$$

$$N_x = \sigma \cdot A = -A \cdot E \cdot \alpha \cdot (t - t_0) \quad (4)$$

kde

$E$  je modul pružnosti materiálu kolejnice [Pa],

$\alpha$  je průřezová plocha kolejnice [m].

Tyto vztahy odpovídají střední části bezстыkové koleje, kde je posunutí  $u = \Delta l = 0$ . Z předchozích vztahů je patrné, že osová síla resp. napětí v kolejnici není závislé na délce koleje.

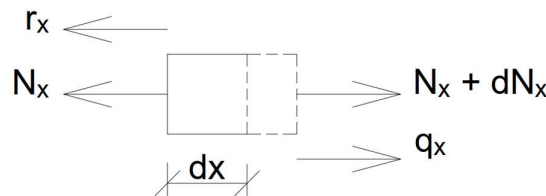
Celková normálová síla při uvážení dalších vlivů můžeme vyjádřit dle teorie pružnosti vztahem

$$N_x = E \cdot A \cdot (\varepsilon - \varepsilon_t) = E \cdot A \cdot \left( \frac{du}{dx} - \alpha \cdot \Delta t \right) \quad (5)$$

kde

$\varepsilon = \frac{du}{dx}$  je poměrné přetvoření prutu od jiných vlivů než teploty.

Podmínku rovnováhy sil na elementárním dílu prutu z kolejového roštu z obr. 1, uloženém ve štěrkovém loži můžeme zapsat takto



Obr. 1 Elementární díl prutu

$$\frac{dN_x}{dx} = r_x - q_x \quad (6)$$

Po dosazení (5) a derivování získáme diferenciální rovnici

$$E \cdot A \cdot \frac{d^2u}{dx^2} = r_x - q_x \quad (7)$$

kde

$r_x$  je odpor proti posunutí koleje na metr délky koleje daný odporem proti posunutí kolejnic v upevňovacích a odporem proti posunutí kolejového roštu ve štěrkovém loži [kN/m],

$q_x$  je vnější zatížení koleje, dané např. brzděním nebo rozjezdem kolejových vozidel, na metr délky koleje [kN/m].

Průběh podélného odporu  $r_x$  po délce koleje je funkcí posunutí  $u$ . Skutečný průběh podélného odporu lze zjednodušeně vyjádřit výrazy např. dle [1]

$$r_x = 0 \quad \text{pro } u = 0$$

$$r_x = r_0 \cdot \text{sign}(t_0 - t) \quad \text{pro } u \neq 0$$

kde

$r_0$  je základní hodnota odporu [kN/m].

Dle předpisů ČD je standardní hodnota podélného odporu na kolejnici v upevnění 7 kN/m a 10 kN/m proti posunutí kolejového roštu ve štěrkovém loži.

Kromě části bezстыkové koleje, ve které je podélné posunutí rovno nule ( $u = 0$ ), se bezстыková kolej skládá také z částí ve kterých se  $u \neq 0$ . Tyto části se nazývají dýchající konce bezстыkové koleje a nachází se na obou koncích koleje.

## 2.2.2 Dýchající konec bezстыkové koleje

V délce dýchajícího konce kolejnice  $l_k$  dochází vlivem teplotních změn k prokluzu kolejnic v upevněních. Důsledkem těchto pohybů je uzavírání nebo rozevírání dilatační spáry na konci kolejnice, což vyvolává vodorovnou reakci v kolejnicových spojkách. Tato reakce je daná jednak třecím odporem kolejnicových spojek a při uzavření dilatační spáry také kontaktní silou při dotyku kolejnic. Tuto reakci můžeme vyjádřit např. podle [1] takto

$$R = R_s \cdot \text{sign}(t_0 - t) \quad (8)$$

kde

$R$  je vodorovná reakce ve spojkách [N],

$R_s$  je velikost osově síly v koncovém průřezu [N].

Z podmínky rovnováhy sil v délce dýchajícího konce bezстыkové koleje dané rovností dle [1]

$$R + \int_0^{l_k} r_x \cdot dx = E \cdot A \cdot (t - t_0) \quad (9)$$

kde je na levé straně součet vodorovné reakce ve spojkách a celkové vodorovné výslednice podélného odporu v daném bodě dýchajícího konce a na pravé straně je celková vodorovná síla ve střední nepohybující se části bezстыkové koleje, můžeme po integraci a úpravě za podmínky, že  $u \neq 0$ , získat vztah pro délku dýchajícího konce

$$l_k = \frac{E \cdot A \cdot \alpha \cdot (t_0 - t) - R}{r_x} [m] \quad (10)$$

Délka dýchajícího konce se uvažuje 75 m.

Velikost podélného posunu  $u$  vypočítáme např. dvojitou integrací rovnice (7). Po integraci a úpravě dostáváme

$$u = \frac{r_x}{2 \cdot E \cdot A} \cdot x^2 + C_1 \cdot x + C_2 \quad (11)$$

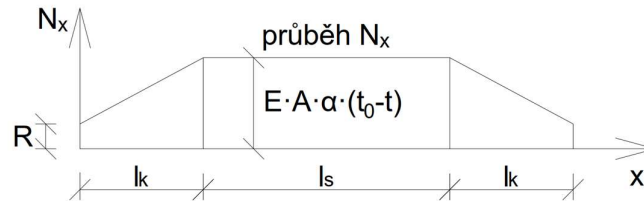
kde  $C_1$  a  $C_2$  jsou integrační konstanty, které získáme z příslušných okrajových podmínek. První dostaneme z rovnice (5) v bodě  $x = 0$  dle souřadného systému z obr. 2 (níže).

V tomto bodě je normálová síla rovna reakci ve spojkách. Druhou podmínku získáme z faktu, že na konci střední části bezстыkové koleje je posun  $u$  nulový.

Okrajové podmínky mají tedy tvar

$$\frac{du(0)}{dx} = \frac{R}{E \cdot A} + \alpha \cdot (t_0 - t) \quad (12)$$

$$u(l_k) = 0 \quad (13)$$



Obr. 2 Průběh normálové síly po délce bezстыkové koleje

Po dosazení okrajových podmínek do rovnice (11) a po úpravě dostaneme vztah pro výpočet vodorovného posunu

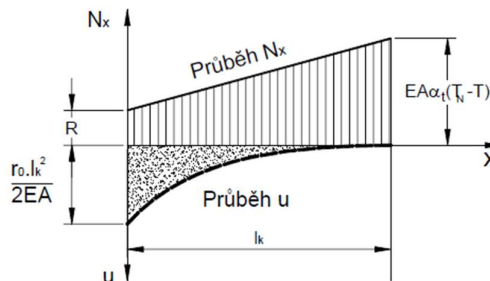
$$u = \frac{r_x}{2 \cdot E \cdot A} \cdot (x - l_k)^2 \quad (14)$$

Normálovou sílu a napětí lze pak vypočítat např. dle [1] takto

$$N_x = r_x \cdot x + R \quad (15)$$

$$\sigma_x = \frac{r_x \cdot x + R}{A} \quad (16)$$

Průběhy osových sil a posunů po délce dýchajícího konce popisuje následující obrázek.



Obr. 3 Průběh osových sil posunů na dýchajícím konci [1]

## 2.3 Stabilita bezстыkové koleje

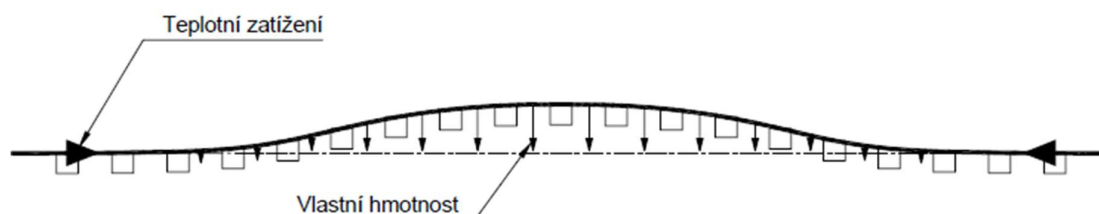
Jak již bylo popsáno, v bezстыkové koleji vznikají vlivem teplotních změn a vnějšího zatížení osově síly. Tyto síly mohou být tahové nebo tlakové. V důsledku tahových sil může dojít k lomu kolejnic. Tímto jevem se zde zabývat nebudu. V důsledku síly tlakové je kolejový rošt namáhán na vzpěr a může dojít k jeho vybočení. K vybočení může dojít jak ve vodorovném tak i svislém směru, což je ale málo pravděpodobné díky hmotnosti kolejového roštu a ohybové tuhosti kolejnic. Vybočení ve vodorovném směru brání příčný a podélný odpor pražců ve šterkovém loži a rámová tuhost koleje. Významný vliv na odolnost proti vybočení má rovněž upínací teplota, při které byla bezстыková kolej zřízena, stav kolejového lože, druh pražců a také počáteční imperfekce kolejového roštu.

Dle [1] se vybočení dělí na dva typy, dle charakteru působícího zatížení.

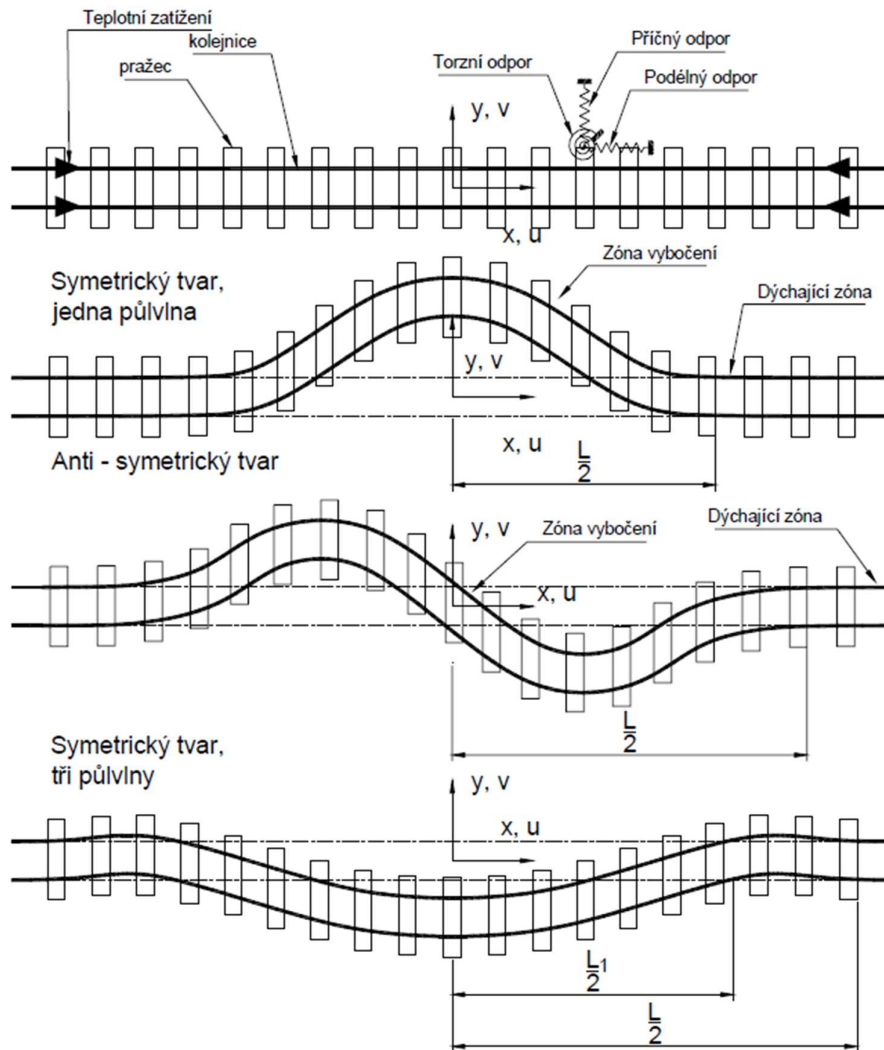
Prvním typem je statické vybočení, které je důsledkem pouze teplotního zatížení. Druhým typem je dynamické vybočení způsobené kombinací teplotní zatížení a zatížení kolejovou dopravou. Odolnost proti dynamickému vybočení je nižší než proti statickému, z čehož vyplývá, že zatížení kolejovou dopravou má rovněž významný vliv na odolnost proti vybočení bezстыkové koleje. [1]

### 2.3.1 Typické tvary vybočení

Vybočení koleje má většinou tvar sinusových vln. Vlny mohou být symetrické nebo antisymetrické vůči středu deformace. Na celkový tvar deformace má vliv průběh počátečních imperfekcí po délce koleje. Jednotlivé tvary vybočení popisují následující obrázky. [1]



Obr. 4 Vybočení kolejového roštu ve svislé rovině [1]



Obr. 5 Tvary vybočení bezстыkové koleje ve vodorovné rovině [1]

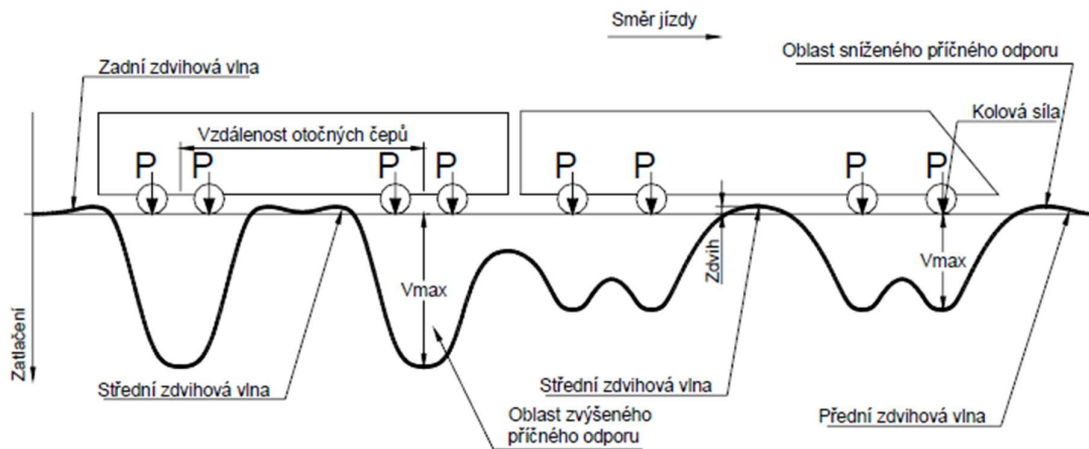
Dojde-li k vybočení, potom se nedeformované části bezстыkové koleje, nacházející se za částmi deformovanými, chovají jako dýchající konce. [1]

### 2.3.2 Vliv zatížení kolejovou dopravou na vybočení bezстыkové koleje

Bylo již uvedeno, že na stabilitu bezстыkové koleje má zásadní vliv zatížení kolejovou dopravou. Při pohybu kolejových vozidel po bezстыkové koleji mohou nastat kritické okamžiky hned v několika případech a to při brzdění nebo rozjezdu vlaků a při jízdě. Vlivem dynamického svislého zatížení dochází před přední nápravou kolejového vozidla a mezi jeho nápravami ke zdvihu kolejového roštu, což vyvolává vynulování třecí síly na ložné ploše pražce, kde šterk není schopen přenášet tahové napětí a tím také dochází



ke snížení příčného odporu. Tyto okamžiky jsou potenciálně nebezpečné z hlediska stability koleje. Na Obr. 15 jsou ukázány oblasti, ve kterých dochází ke snížení příčného odporu a zdvihu kolejového roštu pod jedoucím vozidlem.



Obr. 6 Průběh svislého zatlačení koleje pod jedoucím vlakem [1]

Dle [1] mají na velikost a průběh svislého zatlačení vliv jednak parametry vozidel, tj. nápravové zatížení, vzdálenost náprav a rozvor podvozků, a jednak typy kolejnic a pražců, tuhost upevnění a deformační modul pražcového podloží.

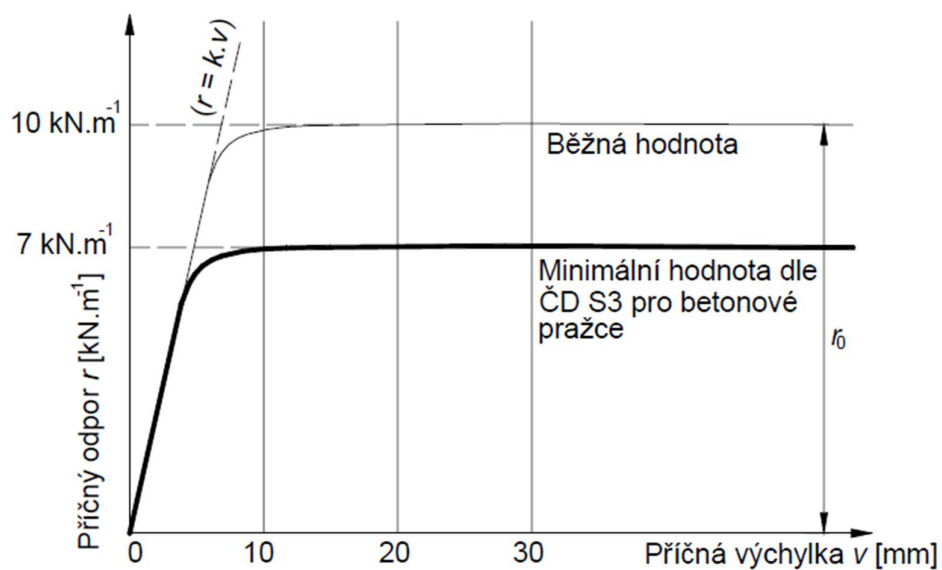
### 2.3.3 Upínací teplota

Upínací teplotou je myšlena teplota kolejnic nebo teplota odpovídající uměle vyvolané změně délky kolejnicových pásů napínáním nebo ohřevem, při které došlo ke svaření závěrného svaru a upnutí kolejnicových pásů. [1]

Dovolená upínací teplota je teplotní rozmezí, ve kterém je možné provést svaření závěrných svarů. Dovolené rozmezí upínacích teplot se dle Správy železnic pohybuje v rozmezí od +17°C do +23°C. Není-li možné toto rozmezí splnit, je zapotřebí při nižších teplotách provést dodatečné napínání nebo ohřev. Při vyšších teplotách se bezстыková kolej nesmí zřizovat.

### 2.3.4 Příčný odpor

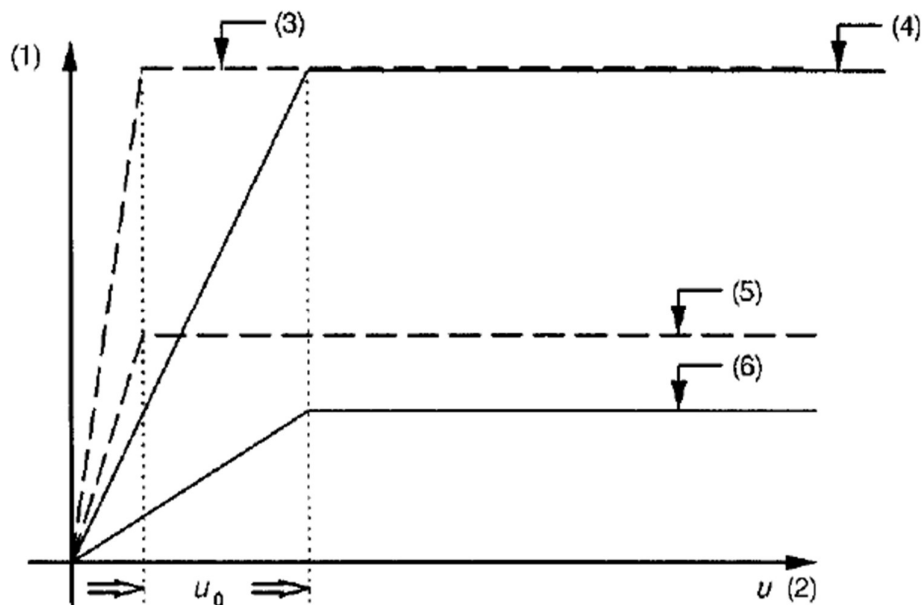
Velikost příčného se podle standardu Českých drah bere jako průměrná hodnota příčných odporů  $r_0 = 7 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$  (4,2 kN na pražec) u koleje s betonovými pražci. Velikost příčného odporu závisí na hmotnosti a druhu pražců a na vlastnostech kolejového lože. Typický průběh příčného odporu ukazuje Obr. 7.



Obr. 7 Typický průběh příčného odporu v závislosti na příčné výchylce koleje [1]

### 2.3.5 Podélný odpor

Velikost podélného odporu koleje se uvažuje obecně podle principu normy ČSN EN 1991-2 [7] na následujícím obrázku.



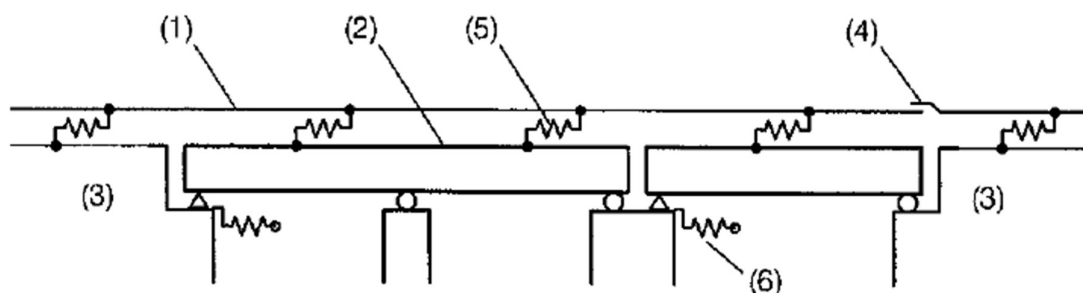
Obr. 8 Změna podélné smykové síly s podélným posunutím koleje pro jednu kolej [7]

Kde:

- (1) podélná smyková síla v koleji na jednotku délky
- (2) posunutí kolejnice vzhledem k hornímu povrchu podporující nosné konstrukce (dnu žlabu kolejového lože)
- (3) odpor kolejnice v pražci (zatížená kolej)  
(zamrzlé kolejové lože nebo kolej bez kolejového lože s běžnými upevněními)
- (4) odpor pražce v kolejovém loži (zatížená kolej)
- (5) odpor kolejnice v pražci (nezatížená kolej)  
(zamrzlé kolejové lože nebo kolej bez kolejového lože s běžnými upevněními)
- (6) odpor pražce v kolejovém loži (nezatížená kolej)

## 2.4 Modelování bezстыkové koleje na mostní konstrukci

Dle normy ČSN EN 1991-2 [7] se mostní konstrukce s bezстыkovou kolejí modeluje dle principu následujícího schématu.



Obr. 9 Příklad modelu systému most/kolej [7]

Kde:

- (1) kolej
- (2) nosná konstrukce (znázorněn spojitý nosník o dvou polích a prostý nosník)
- (3) těleso železničního spodku
- (4) kolejnicové dilatační zařízení (je-li vloženo)
- (5) podélné nelineární pružiny vyjadřující průběh závislosti podélné zatížení/posunutí koleje
- (6) podélné pružiny vyjadřující podélnou tuhost  $K$  pevného uložení nosné konstrukce s uvážením tuhosti základů, pilířů a ložisek atd.

## 3 Popis mostního objektu

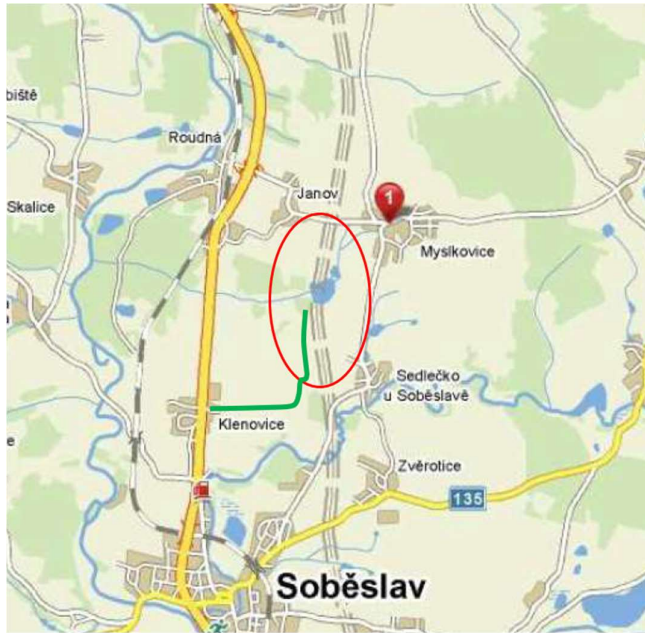
V následujících podkapitolách je popsán již postavený železniční most, který je vidět níže na obrázku.



*Obr. 10 Fotka mostu přes Kamenný rybník, prosinec 2021 [9]*

### 3.1 Umístění mostu

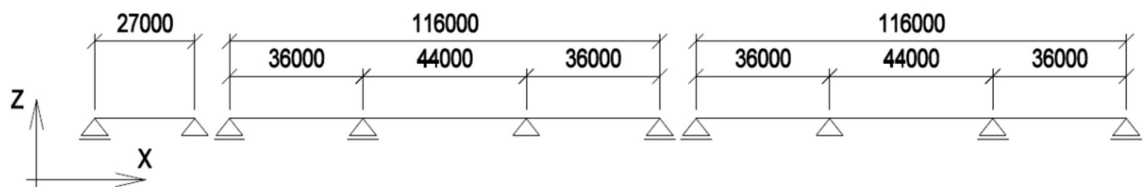
Mostní objekt se nachází v širé trati v extravilánu na nově zřízené přeložce trati Soběslav – Doubí u Tábora. Objekt je umístěn v blízkosti obce Myslkovice a přemostňuje pro stavbu vypuštěný Myslkovický rybník (také zvaný Kamenný rybník) a lesní cestu. Nová železniční přeložka vede v souběhu s dříve vybudovanou dálnicí D3 (cca 70 metrů východně).



Obr. 11 Územní podmínky (situace přístupových tras) [2]

### 3.2 Základní popis mostu

Mostní objekt se skládá z jednoho samostatně stojícího mostu převádějícího dvojkolejnou železniční trať. Most je rozdělen na jedno prosté pole a dva spojitě nosníky o třech polích. Nosná konstrukce je tvořena dvěma svařovanými plnostěnnými nosníky spřaženými s horní železobetonovou deskou mostovky. [2]



Obr. 12 Statické schéma mostní konstrukce [2]

Typ nosné konstrukce:	Trámová spřažená ocelobetonová s plnostěnnými hlavními nosníky
Materiál:	ocel: S355N na hlavní plnostěnné nosníky S235J2+C450 na spřahovací trny
	ŽB: C30/37 - XC3, XF3
Mostovka:	horní, železobetonová deska

Rozpětí nosné konstrukce:	NK1: 27,0 m NK2: 36,0 m + 44,0 m + 36,0 m NK3: 36,0 m + 44,0 m + 36,0 m Pozn.: délky rozpětí: rozvin v ose mostu
Délky dilatačních celků:	28,4 m + 117,4 m + 117,4 m = 263,2 m
Stavební výška mostu:	4,379 m k TK1
Nutná tloušťka kolejového lože:	510 mm + rezerva 40 mm k ochraně izolace
Nutná šířka kolejového lože:	vlevo 2200 mm + 60 mm dodržena vpravo 2200 mm + 60 mm dodržena
Spodní stavba:	Opěry: železobetonové s rovnoběžnými křídly OP1 - založena plošně (změna dle [8]) OP2 - založená na velkoprůměrových pilotách Pilíře: železobetonové založené na velkoprůměrových pilotách
Počet mostních otvorů:	7
Délka přemostění (mezi líci opěr):	259,000 m (rozvin v ose mostu)
Kolmá světlost otvorů:	24,4 + 33,4 + 40,7 + 2x 32,9 + 40,7 + 33,2 [m]
Volná výška pod mostem:	6,3 - 8,7 m
Volná šířka mostu:	10,270 m
Šířka mostu:	10,800 m (11,600 m – v místě stožárů TV)
Počet kolejí na mostě:	2
Šikmost mostu:	90° - kolmý

### 3.3 Popis NK mostu

#### 3.3.1 Ocelová část NK

Nosná konstrukce je tvořena dvěma svařovanými ocelovými nosníky nesymetrického svařovaného I průřezu, které jsou propojeny ŽB deskou mostovky a také příčným a příhradovým ztužením umístěných s roztečí 6,0 m v pilířové oblasti a 8,0 m v oblasti v poli. Nosníky jsou odlišné výšky, levý 3,21 m a pravý 3,12 m, oba jsou ale uloženy ve stejné výšce. Nosná konstrukce je plynule zakřivena v poloměru 2604,7 m u levého nosníku resp. 2599,3 m u pravého nosníku dle zakřivení trati. Stojiny nosníku jsou v horní

části vyztuženy podélnými trapézovými výztuhami ke zvýšení smykové únosnosti štíhlé stěny. Pozvolná změna tloušťek plechů pásnic a stěn je výhradně na vnitřní stranu, vnější líc nosníku je stále stejný.

Rozměry hlavních nosníku:

Výška levého hlavního nosníku:	3210 mm
Výška pravého hlavního nosníku:	3120 mm
Šířka dolní pásnice:	v poli: 1050 mm nad pilíři: 1250 mm
Tloušťka dolní pásnice:	v poli: 35 - 50 mm nad pilíři: 45 - 62 mm
Šířka horní pásnice:	v poli: 700 mm nad pilíři: 900 mm lamela 650 mm
Tloušťka horní pásnice:	v poli: 30 - 40 mm nad pilíři: 45 - 62 mm lamela 30 mm
Tloušťka stěny nosníku:	v poli: 20 - 22 mm nad podporou: 26 - 30 mm
Výška trapézové výztuhy stojiny:	250 mm
Tloušťka trapézové výztuhy stojiny:	v poli: 6 mm nad podporou: 8 mm

### 3.3.2 Železobetonová část NK

Tloušťka železobetonové desky mostovky je proměnná v příčném směru - v místech nad osami hlavních nosníku dosahuje tloušťky 415 mm (s krčkem 430 mm), v místě úžlabí (Ize vidět na Obr. 15) mezi hlavními nosníky 365 mm a 280 mm v místě konců desky za nosníky. Deska má při horním povrchu z pravé strany dostředný sklon 2,0 % a zleva 3,0 % směrem k excentricky umístěnému úžlabí. Rozdílné sklony byly zvoleny z důvodu minimalizace tíhy kolejového lože. Šířka desky 10,300 m je po délce konstantní. V celé své



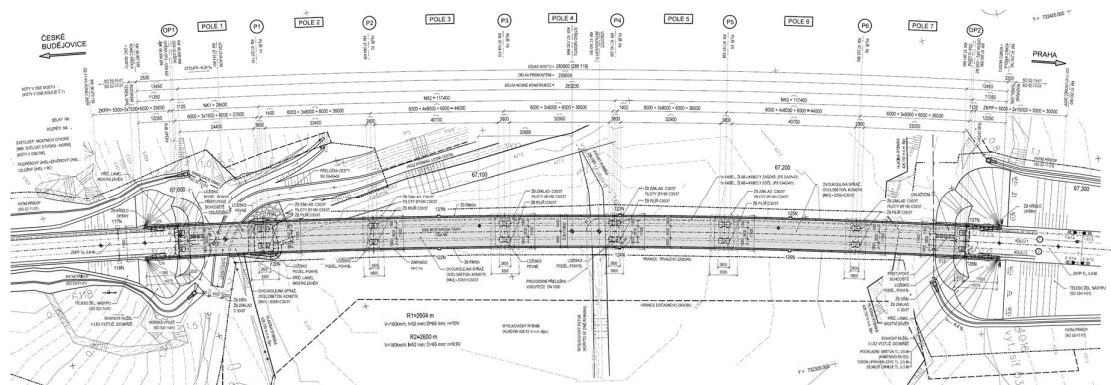
délce je deska zakřivena do poloměru trati  $r = 2602 \text{ m}$  v ose trati (osa os). Podélný sklon desky je po délce mostu konstantní  $4,000 \text{ ‰}$  a je stejný jako podélný sklon trati.

### 3.3.3 Ložiska

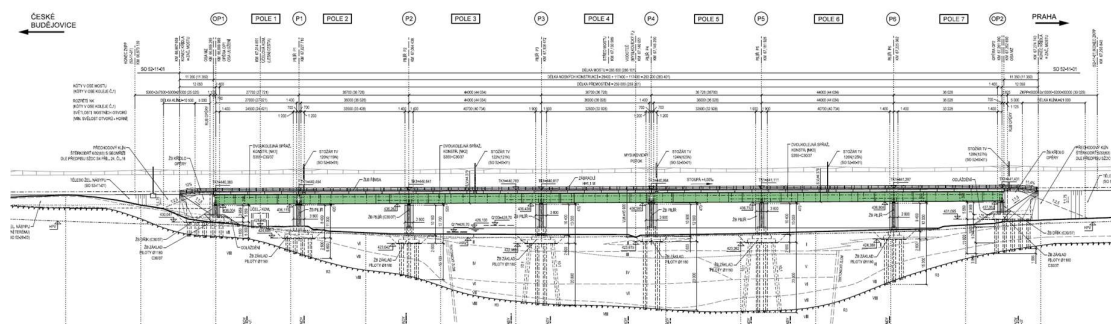
Nosná konstrukce mostu je usazena na dvou všesměrných ložiscích, jedno se nachází na opěře OP1 na straně do Českých Budějovic a druhé na opěře OP2 na straně do Prahy. Zbylá ložiska jsou rozdělena počtem 6 pevných ložisek a 12 podélně posuvných. Rozmístění ložisek je možné vidět na Obr. 16. Ložiska pro uložení NK1 až NK3 byla projektantem vybrána kalotového typu s životností 100 let.

### 3.4 Stavební výkresy mostu

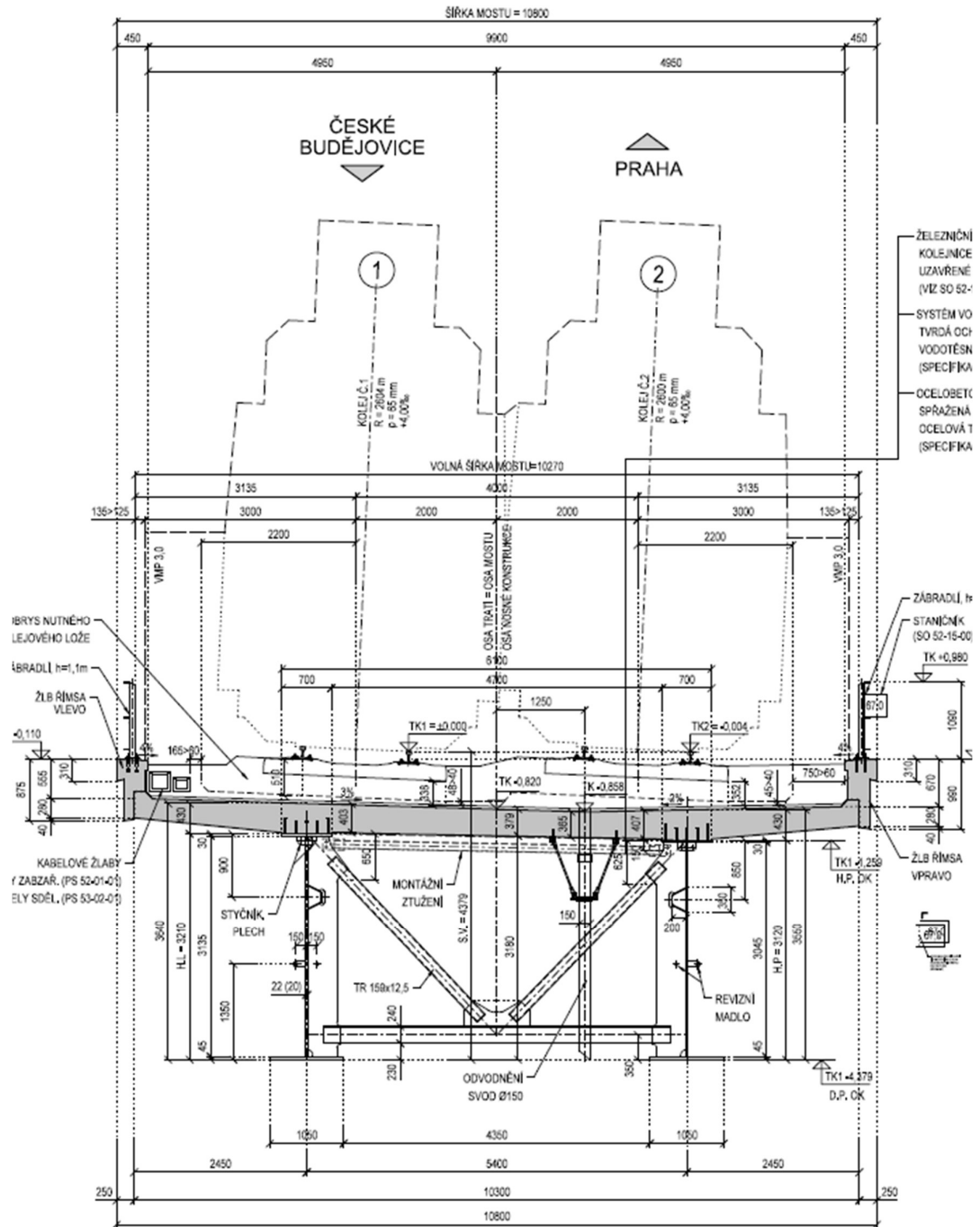
Níže zobrazené obrázky stavebních výkresů jsou zde z důvodu poskytnutí představy o prostorovém uspořádání mostu.



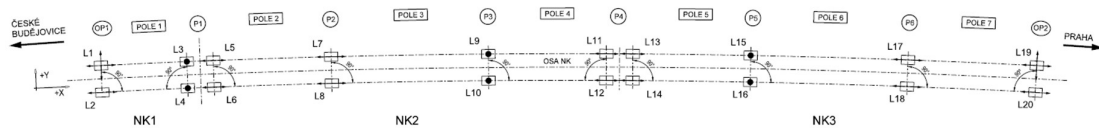
Obr. 13 Půdorys mostu [4]



Obr. 14 Pohled zprava na most [4]



Obr. 15 Vzorový příčný řez v poli [4]



Obr. 16 Schéma rozmístění ložisek [4]

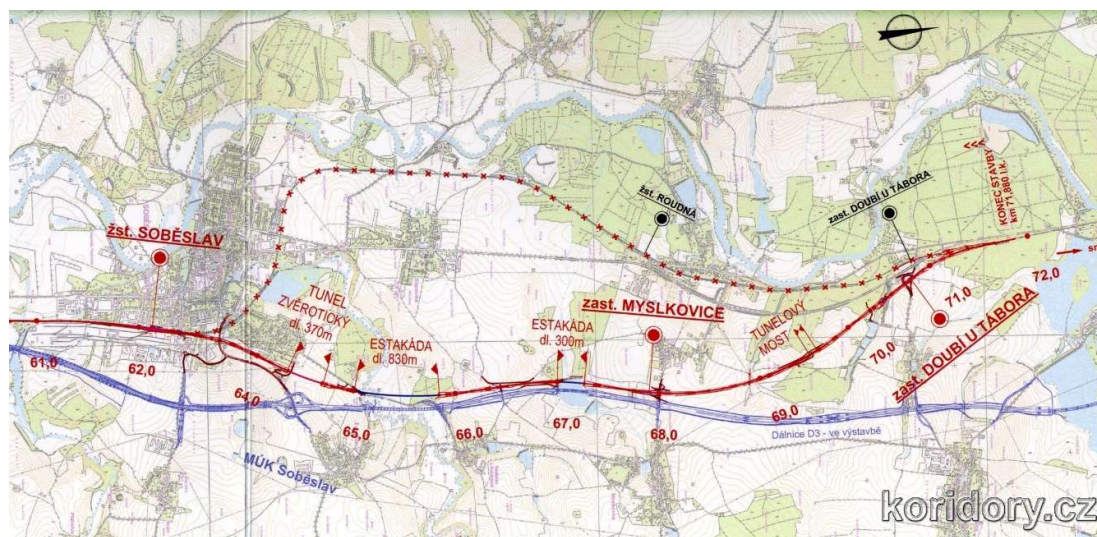
### 3.5 Popis převáděné železniční trati

Obě traťové koleje na mostě jsou směrově vedeny pravostranným obloukem, kdy osa koleje číslo 1 je v poloměru 2604 m a osa koleje číslo 2 je v poloměru 2600 m. Osová vzdálenost těchto kolejí je konstantní na hodnotě 4000 mm.

Převýšení koleje D = 65 mm je pro obě koleje stejné. Také výškové vedení mají obě koleje totožné jejich stoupání je 4,000 ‰. Na mostě je dodržen volný mostní průřez VMP 3,0. Navrhovaná rychlost je 160 km/h, ale později může být zvýšena až na 200 km/h se zavedením ETCS (Evropský vlakový zabezpečovací systém).

Na Obr. 17 lze vidět v kilometru 67,0 mostní objekt, kterým se zabývá tato práce.

Navrhovaný železniční svršek: kolejnice tvaru 60 E 1, bezstyková kolej na betonových pražcích, pružné bezpodkladnicové upevnění



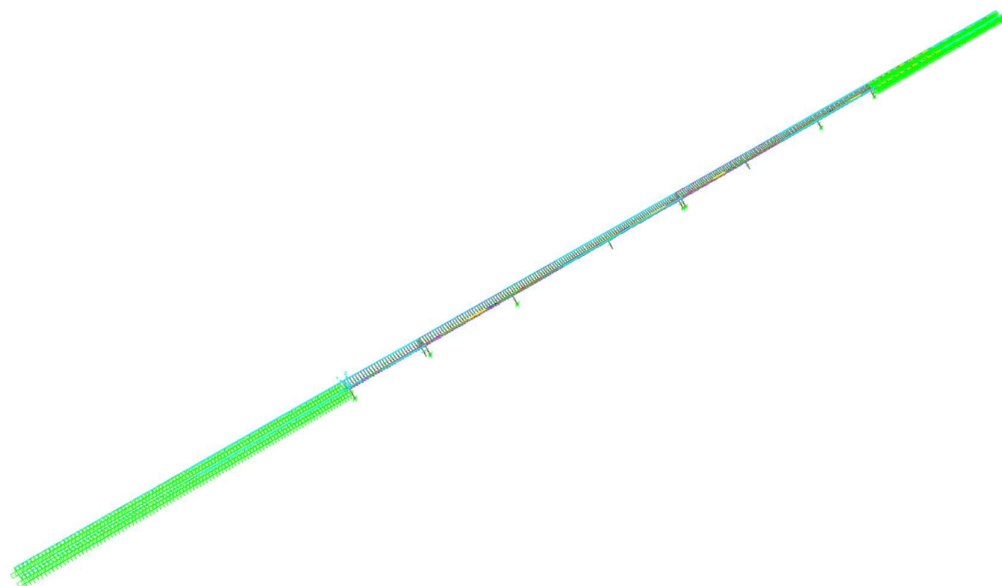
Obr. 17 Nově vybudovaná trasa [3]

## 4 Numerický model

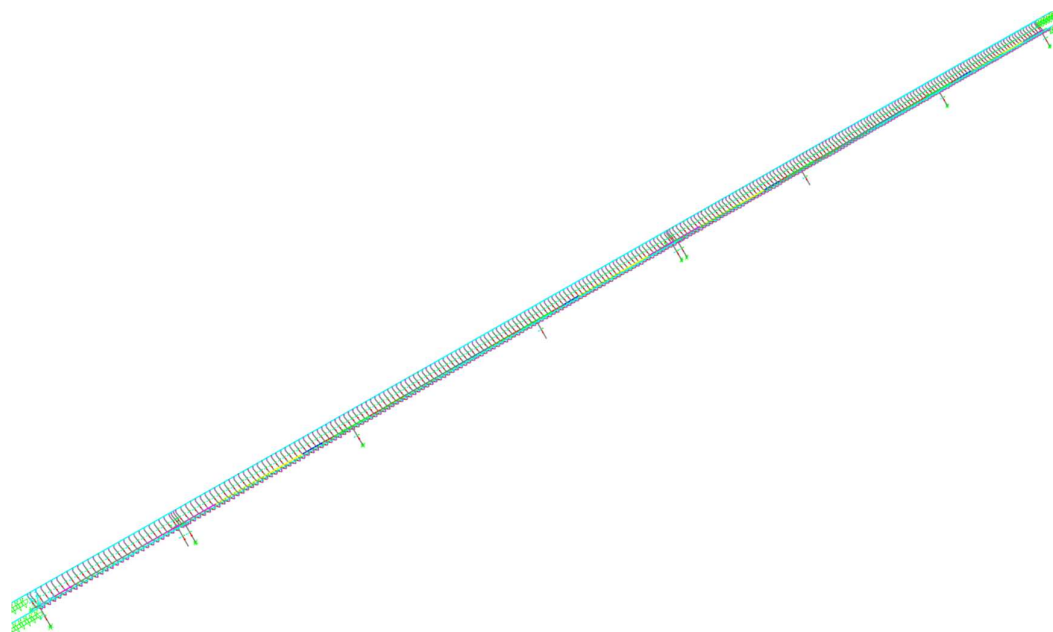
### 4.1 Popis vytvořeného numerického modelu mostu

K tvorbě numerického modelu byl zvolen program CSi Bridge. Primárně se jedná o prutový model, jehož některé pruty jsou k sobě připojeny pomocí tzv. linků. Linky jsou nehmotné prvky s možností konfigurace nastavení lineárních nebo nelineárních vlastností ve všech 6ti stupních volnosti. Například mohou představovat funkci nelineární vazby, pružiny nebo kloubu, jenž spojuje dva různé pruty. Pro správné nasimulování chování bezстыkové koleje na mostě bylo k oběma koncům mostu přidáno 100 m koleje, což vytváří model o délce 462,8 m. Nosná konstrukce byla řešená jedním prutem, který nahrazoval oba hlavní nosníky i železobetonovou spřaženou desku mostovky. Průřez tohoto prutu se po délce měnil podle změny tloušťek pásnic a stojin hlavních nosníků, bylo využito osm různých průřezů (v Obr. 22 rozlišeny barevně). Deska mostovky byla zjednodušena formou rovnoběžníku. Kolejové lože bylo nasimulováno dříve zmíněnými nelineárními linky, které byly rozmístěny s roztečí 1,000 m, pouze v místech konců nosných konstrukcí je rozmístění jiné. Zleva od ložiska je link konce NK vzdálen 0,5 m a link druhé NK je od toho samého ložiska vzdálen 0,9 m resp. od druhého ložiska na pilíři 0,5 m. Tímto způsobem je provedeno rozmístění na pilířích P2 a P4. Byl zanedbán sklon mostovky i trati v podélném směru. Také bylo zanedbáno působení koleje v oblouku, kdy ve skutečnosti kolej č. 1 je v poloměru 2604 m, kolej č. 2 v poloměru 2600 m, z důvodu těchto velkých poloměrů, byl model vytvořen jako přímý most s přímými kolejemi, také NK je ve skutečnosti zakřivena v poloměru 2602 m, což je poloměr osy těchto dvou kolejí. Z důvodu změny vlastností mostu vlivem svislého zatížení od dopravy bylo vytvořeno vícero téměř identických modelů z důvodu správného nastavení chování mostu. Jedním z nich je model, který simuluje chování mostu a bezстыkové koleje od krátkodobého vlivu od změny teploty, tento model je nezatížen svislými a vodorovnými silami. Další modely už jsou částečně zatížené krátkodobými náhlými zatíženími, což jsou svislá zatížení od dopravy a také brzdné a rozjezdové síly. Pro podklady pro statickou zatěžovací zkoušku mostu byly také využity částečně zatížené modely. Tyto částečně zatížené modely mají lepší vlastnosti ve vodorovném směru v zatížených místech z důvodu přitížení spodní stavby a tím zlepšení jejich vlastností a také přitížením kolejového lože vzniká lepší příčný a podélný odpor koleje.

Vlastnosti těchto jednotlivých prvků modelu jsou popsány níže.



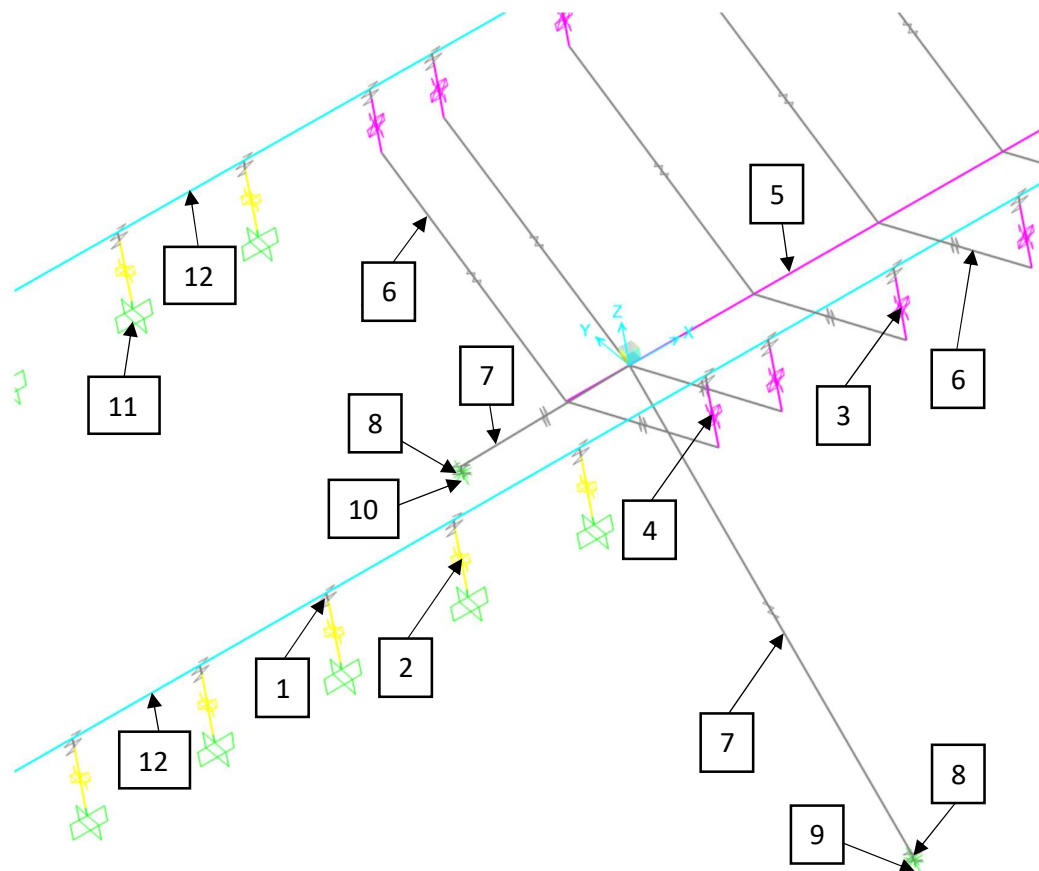
*Obr. 18 Výpočetní prutový model (462,8 m)*



*Obr. 19 Výpočetní prutový model (most)*

### 4.1.1 Skladba modelu

V této podkapitole jsou popsány jednotlivé pruty a prvky, z nichž se tento model skládá.



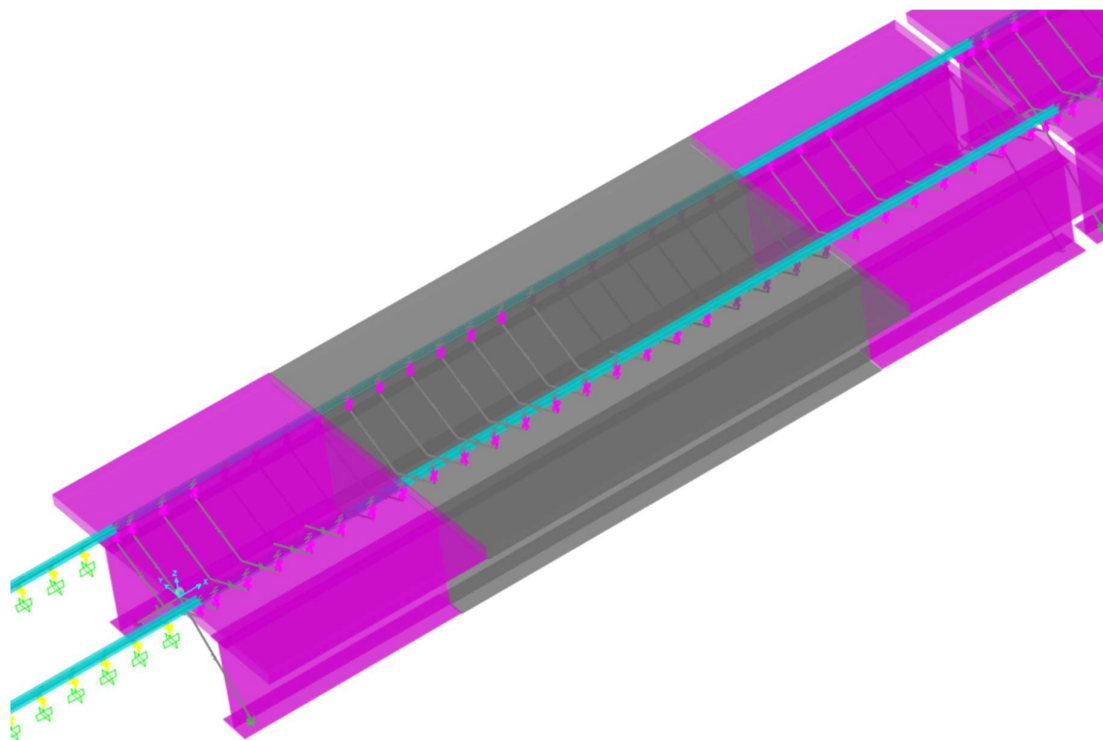
Obr. 20 Výpočetní prutový model (oblast opěry na České Budějovice)

LEGENDA k obr. 26

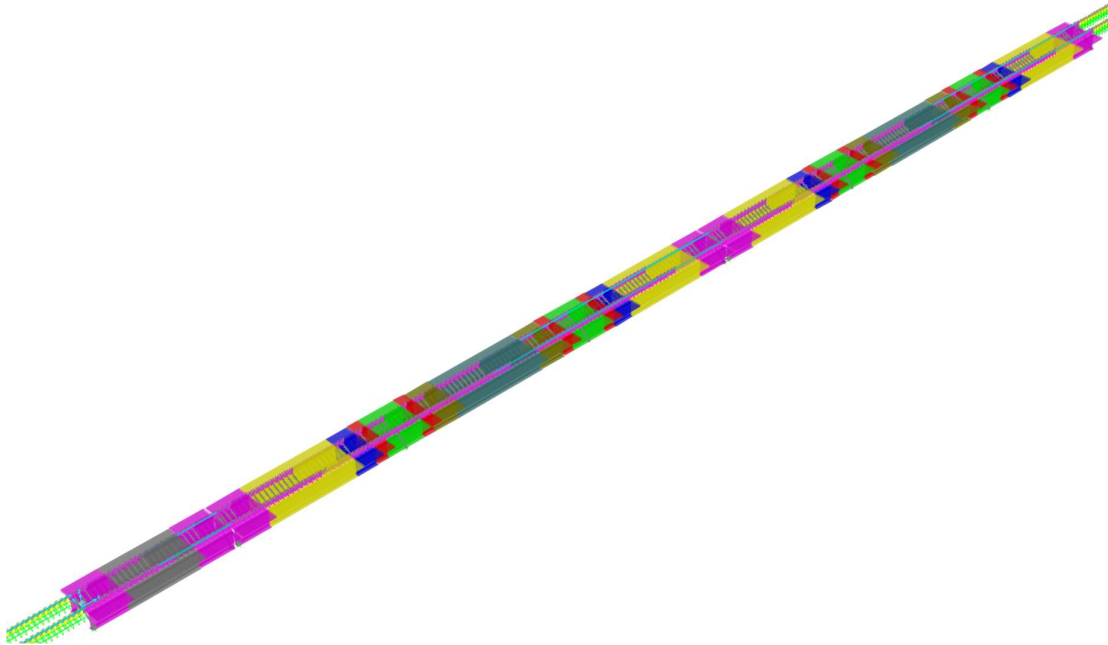
- 1 tuhý link kolejnice
- 2 link kolejového lože v širé trati
- 3 link kolejového lože na mostě
- 4 link kolejového lože na konci mostu
- 5 prut nosné konstrukce
- 6 tuhý link propojení prutu nosné konstrukce a kolejového lože
- 7 tuhý link propojení prutu nosné konstrukce a tuhého linku k působišti podpory
- 8 tuhý link svisle propojující link (7) s podporou
- 9 podélně posuvná podpora
- 10 všesměrně posuvná podpora
- 11 vetknutí
- 12 prut o průřezu dvou kolejnic 60 E 1 (plných pro SZZ, ojetých pro posouzení interakce)

#### 4.1.2 Průřezy modelu

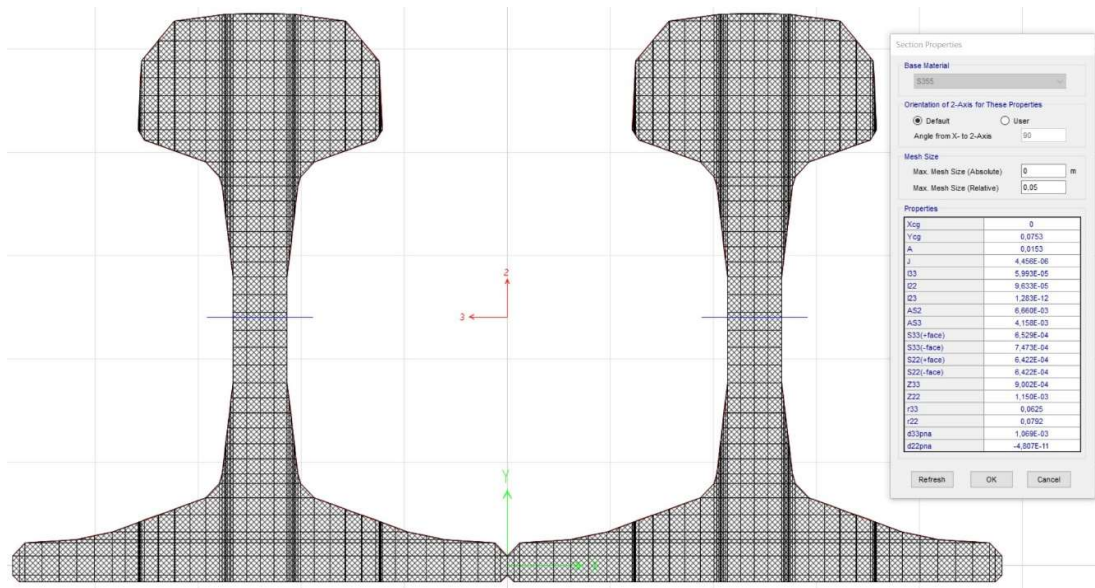
Na prvních dvou obrázcích je pro lepší představu průřezů zobrazen rendrovaný pohled na model mostu. Dále jsou zde dva průřezy dvojic kolejnic 60 E 1 na sraz k sobě, kdy pro posouzení interakce most-kolej bylo uvažováno srovnané 12 mm ojetí těchto kolejnic, což je průřez doporučený normou ČSN EN 1991-2 [7], zatímco pro statickou zatěžovací zkoušku mostu byl třeba plný průřez těchto kolejnic z důvodu provádění zkoušky na skutečném stavu neojetých kolejnic.



*Obr. 21 Rendrovaný pohled na NK1 v modelu*



Obr. 22 Rendrovaný pohled na most v modelu – jednotlivé barvy znázorňují změny průřezu

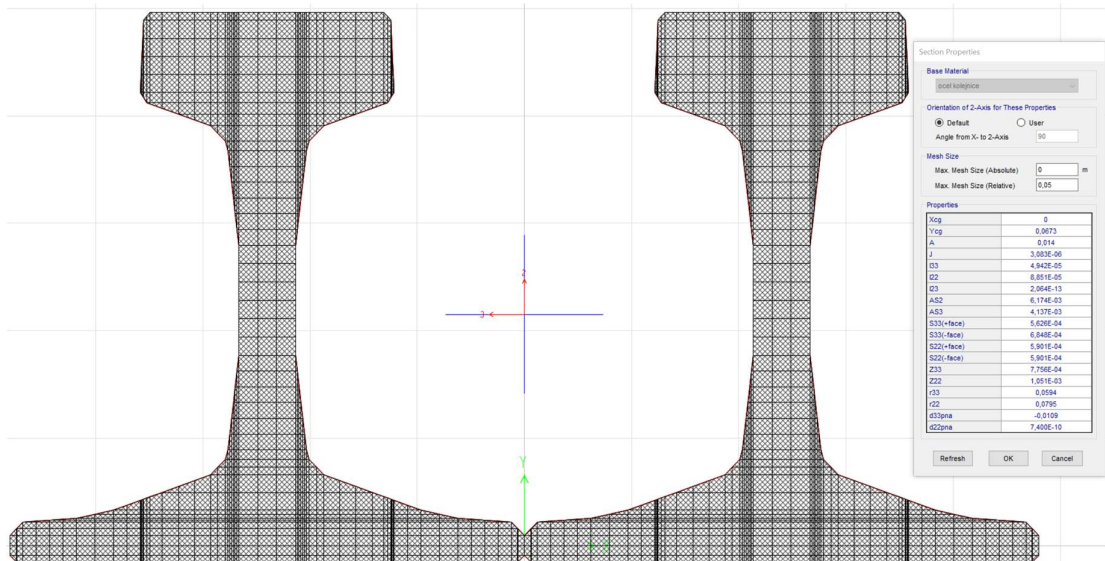


Obr. 23 Průřez dvou kolejnic 60 E 1 na sraz k sobě pro modely pro SZZ,  $A_1 = 7650 \text{ mm}^2$

Kolejnice 60 E 1 je uvažována se smluvní mezí kluzu  $f_{y,k} = 0,6 \cdot f_u = 0,6 \cdot 880 = 528 \text{ MPa}$ , kde mez pevnosti  $f_u = 880 \text{ MPa}$ .

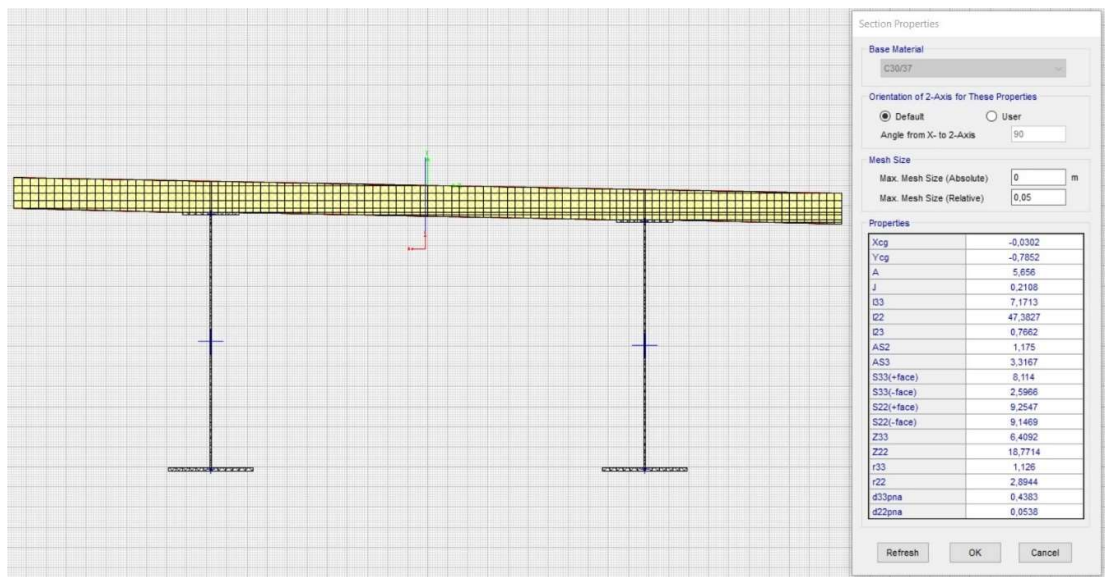
Návrhová hodnota meze kluzu je  $f_{y,d} = f_{y,k} / \gamma_{M0} = 528 / 1,0 = 528 \text{ MPa}$ , kde součinitel spolehlivosti materiálu  $\gamma_{M0} = 1,0$ .



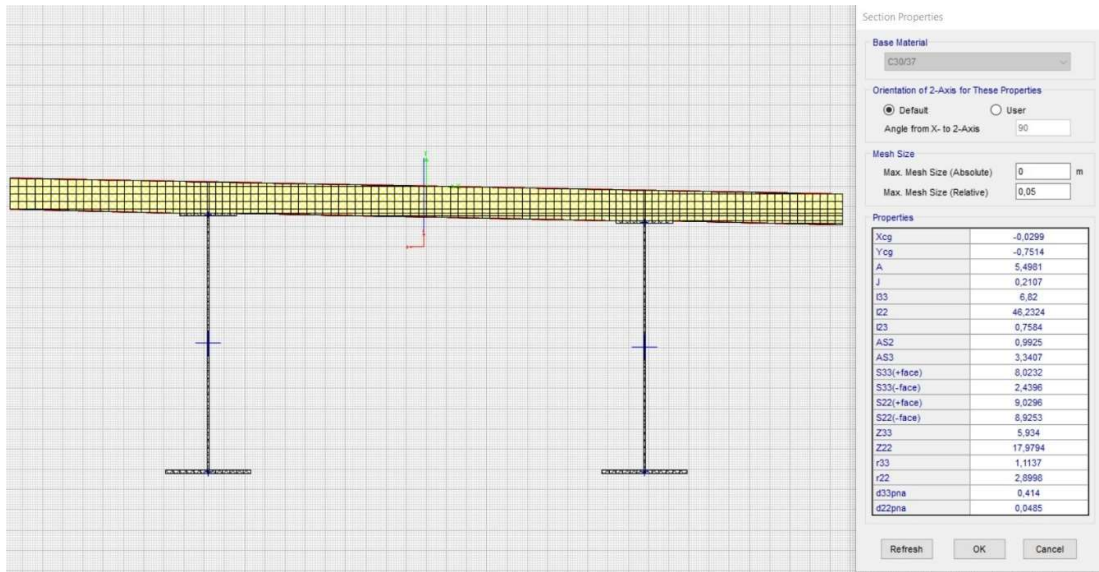


Obr. 24 Průřez dvou kolejnic 60 E 1 se srovnáním výškovým ojetím 12 mm na srazk sobě pro modely k posouzení interakce most-kolej,  $A_1 = 7000 \text{ mm}^2$

Z důvodu malých rozdílů průřezů v tomto měřítku jsou v této práci zobrazeny pouze dva příklady průřezu nosné konstrukce, který se po délce měnil. Díky změně průřezu bylo také těžiště těchto průřezů odlišné, a tak na základě návrhu od vedoucího práce bylo rozhodnuto zjednodušené vedení prutu nosné konstrukce v jedné výškové a příčné linii v průměrných hodnotách těžiště všech průřezů.



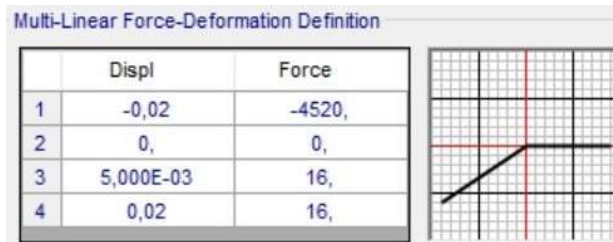
Obr. 25 Růžový průřez nosné konstrukce (příklad průřezu 1)



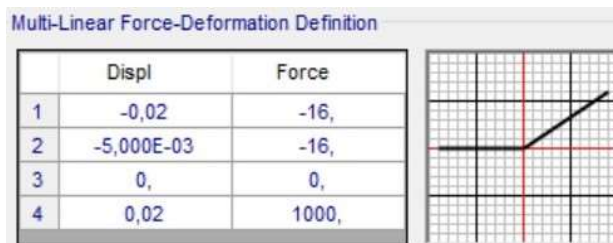
Obr. 26 Šedivý průřez nosné konstrukce (příklad průřezu 2)

### 4.1.3 Vlastnosti nelineárních linků kolejového lože

Na následujících obrázcích jsou ukázány vlastnosti nelineárních linků kolejového lože v numerickém modelu. Byly rozlišeny linky v zatížené a v nezatížené části trati od svislého zatížení dopravy.



Obr. 27 Svislá tuhost linku kolejového lože na mostě



Obr. 28 Svislá tuhost linku kolejového lože v širé trati

Rozdíly vlastností příčných a podélných odporů koleje byly zanedbány z důvodu přímosti modelu, příčný odpor byl po domluvě s vedoucím práce nastaven ve stejném průběhu jako odpor podélný. Na obrázcích pod tímto odstavcem jsou pak tyto příčné a podélné odpory generalizovány pod pojmem vodorovné tuhosti.

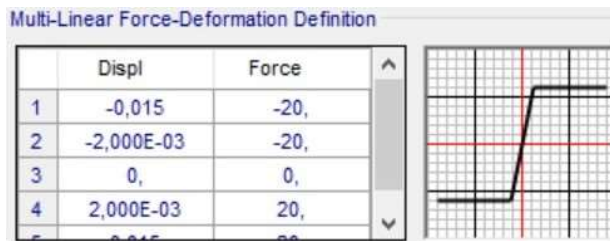
Dle normy ČSN EN 1991-2 [7] je podélný plastický smykový odpor  $k$  koleje pro:

nezatíženou kolej  $k_{nezat} = 20 \div 40 \text{ kN/m}$

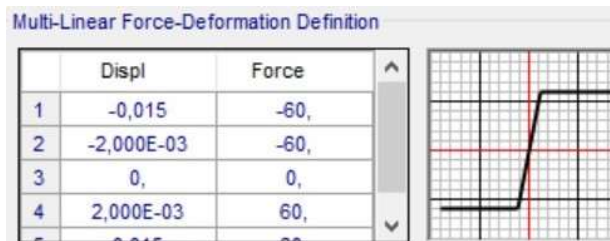
zatíženou kolej  $k_{zat} = 60 \text{ kN/m}$

a při těchto odporech dochází k plastické deformaci při  $2 \div 3 \text{ mm}$  dle stejné normy.

Z následujících dvou obrázků je zřejmé, že v modelu byl využit podélný odpor pro nezatíženou kolej  $20 \text{ kN/m}$  resp.  $60 \text{ kN/m}$  pro kolej zatíženou a počátky plastické deformace při  $2 \text{ mm}$  pro oba tyto stavy.



Obr. 29 Vodorovná tuhost linku kolejového lože v nezatížené části koleje



Obr. 30 Vodorovná tuhost linku kolejového lože v zatížené části koleje

Linky kolejového lože na koncích nosných konstrukcí mají sníženou tuhost koeficientem 0,5 nad pilíři P2 a P4 resp. 0,7 nad opěrami OP1 a OP2 z důvodu nerovnoměrného rozmístění těchto linků.

#### 4.1.4 Vlastnosti nelineárních pružin v místech pevných ložisek

Tyto vlastnosti jsou také závislé na zatíženosti od dopravy, kdy svisle přitížená spodní stavba má lepší vodorovné tuhosti než nepřítížená. Vlastnosti těchto nelineárních pružin v místě ukotvení ložisek do nosné konstrukce mostu byly převzaty ze [6]. Jak je z tabulky patrné tyto nelineární pružiny se nacházejí v místech pevných ložisek na pilířích P1, P3 a P5 pod NK1 resp. NK2 resp. NK3. Jednotlivé nelineární pružiny mají tyto vlastnosti:

Umístění	Nezatížená spodní stavba		Zatížená spodní stavba	
	Svislá tuhost [MN/m]	Vodorovná tuhost [MN/m]	Svislá tuhost [MN/m]	Vodorovná tuhost [MN/m]
Pilíř P1 - NK1	100 000	400	nezměněna	500
Pilíř P3 - NK2	100 000	200	nezměněna	250
Pilíř P5 - NK3	100 000	200	nezměněna	250

Tab. 1 Vlastnosti nelineárních pružin v místech pevných ložisek

## 5 Interakce most – kolej

Interakce most - kolej je také jinak nazývaná kombinovanou odezvou konstrukce a koleje, tento termín je například využit v normě ČSN EN 1991-2 [7]. Jedná se o vzájemné působení mostní konstrukce a bezстыkové koleje za daných proměnných zatíženích, která jsou popsána níže. Na základě podmínek daných normou [7] je nutné posoudit kolejnici resp. mostní konstrukci na kombinovanou odezvu konstrukce a koleje od účinků proměnných zatížení.

Uvažovaná proměnná zatížení:

- teplotní změny mostní konstrukce
- brzdné a rozjezdové síly
- svislé zatížení od dopravy

Dle této normy mají být přídatná namáhání kolejnic na mostě a přilehlé opěře od proměnných zatížení od interakce most – kolej omezena následujícími návrhovými hodnotami:

pro tah: 92 MPa

pro tlak: 72 MPa

A tyto hodnoty platí pro koleje jež jsou vybaveny kolejnicemi UIC 60 s pevností v tahu nejméně 900 MPa a zároveň pro tyto koleje platí:

- přímá kolej nebo kolej o poloměru 1500 m a větším
- kolej s kolejovým ložem s nejméně 30 cm vrstvou konsolidovaného kolejového lože pod pražcem
- kolej s kolejovým ložem s betonovými pražci s maximální osovou vzdáleností 65 cm

Pro uspořádání mostu s využitím Metody pro stanovení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení podle normy [7] musí platit následující:

- pro spřažené ocelobetonové konstrukce: dilatační délka  $L_T \leq 90$  m

Všechny dříve zmíněné podmínky jsou splněny, koleje mají poloměr 2604 m v koleji 1 resp. 2600 m v koleji 2, jsou zde také splněny požadavky na kolejové lože. Betonové pražce jsou normálního rozdělení v osové vzdálenosti 0,6 m. Dilatační délka konstrukce dosahuje maximálně 80 m.

Dle ČSN EN 1991-2 [7] nesmí podélná deformace konstrukce  $\delta_B$  při rozjezdu a brzdění přesáhnout 5 mm, pokud je kolej na konstrukci vedena jako bezстыková bez kolejnicových dilatačních zařízení.

Dle ČSN EN 1991-2 [7] nesmí podélné posunutí horního povrchu nosné konstrukce  $\delta_H$  při svislém zatížení dopravou přesáhnout 8 mm, pokud je kolej na konstrukci vedena jako bezстыková s jedním nebo žádným kolejnicovým dilatačním zařízením.

Pokud dříve zmíněný posudek na přídatná namáhání kolejnic na mostě a přilehlé opěře od proměnných zatížení od kombinované odezvy konstrukce a koleje nevyhoví, je zde možnost využití posouzení dle metody globálních napětí. Metodou globálních napětí se rozumí posouzení celkového napětí v kolejnici od všech působících účinků dle principů normy ČSN EN 1993-2 [10].

## 5.1 Zatížení teplotní změnou konstrukce mostu

Uvažované zatížení teplotní změnou mostní konstrukce bylo stanoveno dle [12]. Pro zjednodušení byly uvažovány průměrné hodnoty minimální a maximální teploty vzduchu ve stínu:

$$T_{\max} = +38 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} = -32 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Dle typu nosné konstrukce je přidělený teplotní rozdíl horního a dolního povrchu konstrukce při horkém a studeném stavu. Nicméně z pohledu účinků na bezстыkovou kolej je rozhodující teplotní změna mostní konstrukce od okamžiku zhotovení bezстыkové koleje na mostě. Jak bylo již dříve zmíněno, dovolená upínací teplota dle předpisu SŽDC S3/2 je  $20 \text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3 \text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Byla určena montážní teplota NK s nejistotou  $\Delta T_{0,K} = 5 \text{ }^\circ\text{C}$ .

$$T_{0,K,\max} = +15 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{0,K,\min} = +10 \text{ }^\circ\text{C}$$

Teplotní změna mostní konstrukce od okamžiku zhotovení bezстыkové koleje je dána vztahem:

$$T_{K,\max} = T_{e,\max} - T_{0,K,\min} = T_{e,\max} - 10 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{K,\min} = T_{e,\min} - T_{0,K,\max} = T_{e,\min} - 15 \text{ }^\circ\text{C}$$

Typ nosné konstrukce	$T_{e,\max}$	$T_{e,\min}$	$T_{K,\max}$	$T_{K,\min}$
ocelobetonová konstrukce (2. typ)	42,5	-27,5	<b>+32,5</b>	<b>-42,5</b>

Tab. 2 Teplotní změna mostní konstrukce od okamžiku zhotovení BK

Obvyklý teplotní rozsah kolejnic v ČR stanovený v SŽDC S3/2 je  $-30 \text{ }^\circ\text{C}$  do  $+60 \text{ }^\circ\text{C}$ . Výpočtem  $60 - 17 = 43$  plyne maximální teplotní rozdíl kolejnice  $\Delta T = 43 \text{ }^\circ\text{C}$  při vzniku tlakového namáhání resp. výpočtem  $23 - (-30) = 53$  plyne maximální teplotní rozdíl kolejnice  $\Delta T = 53 \text{ }^\circ\text{C}$  při vzniku tahového namáhání.

Hodnota napětí v kolejnici pro  $+60 \text{ }^\circ\text{C}$ :

$$\sigma_T = \alpha_T \cdot E \cdot \Delta T = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 43 = \mathbf{-108,4 \text{ MPa}} \text{ (tlak)}$$

Hodnota napětí v kolejnici pro  $-30 \text{ }^\circ\text{C}$ :

$$\sigma_T = \alpha_T \cdot E \cdot \Delta T = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 53 = \mathbf{+133,6 \text{ MPa}} \text{ (tah)}$$

## 5.2 Zatížení brzdými a rozjezdovými silami

Dle ČSN EN 1991-2 [7] brzdné a rozjezdové síly působí v podélném směru koleje v úrovni temene kolejnic. Tyto síly se musí uvažovat jako rovnoměrně rozložené po příčinnující délce  $L_{a,b}$ .

Podle [7]:

Rozjezdová síla:  $Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$  kde max  $L_{a,b} = 1000/33 = 33,3 \text{ m}$   
pro modely zatížení 71, SW/0, SW/2 a HSLM

Brzdná síla:  $Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$  kde max  $L_{a,b} = 6000/20 = 300 \text{ m}$   
pro modely zatížení 71, SW/0 a HSL

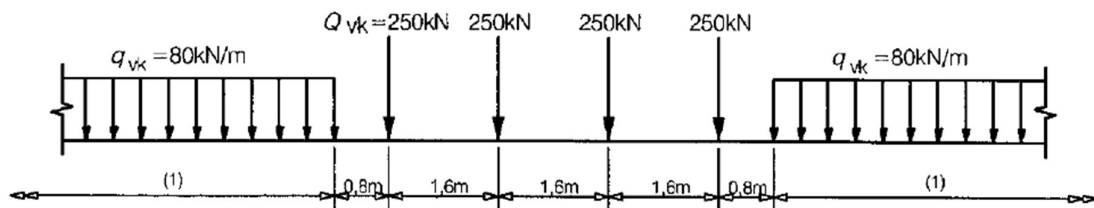
V rámci výpočtu rozjezdová síla, nebyla využita z důvodu velkého rozpětí polí mostu, kdy brzdná síla má na větší délce větší vodorovné zatížení na most.

Pokud jsou na mostě alespoň dvě koleje, je třeba uvažovat brzdné síly v jedné koleji s rozjezdovými silami na jedné další podle ČSN EN 1991-2 [7]. Pro posudek byla uvažována jedna kolej plně zatížená brzdnými silami a druhá kolej zatížená polovinou velikosti zatížení v první koleji. Tímto je za předpokladu jednosměrného provozu v každé koleji zajištěna velká rezerva na straně bezpečnosti, i tento zatěžovací stav je zmíněn v normě [7].

V normě ČSN EN 1991-2 [7] je také zmíněný požadavek při vedené bezстыkové koleji po mostě, tato kolej přenáší na nosnou konstrukci pouze část brzdné a rozjezdové síly, zbytek této síly je přenesen kolejí za opěry. Proto se má část síly přenášená nosnou konstrukcí do ložisek stanovit s uvažováním kombinované odezvy konstrukce a koleje.

### 5.3 Svislé zatížení od dopravy

Byl využit model zatížení 71 dle normy ČSN EN 1991-2 [7] a byly jím zatíženy obě koleje současně. Klasifikační součinitel  $\alpha$  pro posouzení napětí v kolejnici byl uvažován  $\alpha = 1,0$ .



Obr. 31 Model zatížení 71 [7]

Pro zjednodušení zadávání zatížení do softwaru byl model zatížení 71 zjednodušen na rovnoměrné svislé zatížení o velikosti 80 kN/m.



## 5.4 Souhrn zatěžovacích stavů

Tyto nelineární zatěžovací stavy od jednotlivých účinků proměnných zatížení se v konečném posouzení dají dohromady pomocí superpozice těchto stavů.

Ve výpočtech byly využity tyto jednotlivé zatěžovací stavy:

- 1) Zatížení teplotní změnou konstrukce mostu:
  - a) kladná změna teploty +32,5 °C
  - b) záporná změna teploty -42,5 °C
- 2) Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami
  - a) celý most (zatíženo 262,8 m)
    - zleva
    - zprava
  - b) celý most + předpolí (zatíženo 300 m, 18,6 m + most + 18,6 m)
    - zleva
    - zprava
  - c) celý most + pravé předpolí (zatíženo 300 m, most + 37,2 m)
    - zleva
    - zprava
  - d) NK3 + 10 m předpolí (zatíženo 127,4 m)
    - zleva
    - zprava
  - e) NK3 + 20 m předpolí (zatíženo 137,4 m)
    - zleva
    - zprava
- 3) Svislé zatížení od dopravy
  - a) celý most (zatíženo 262,8 m)
  - b) celý most + předpolí (zatíženo 300 m, 18,6 m + most + 18,6 m)

### 5.4.1 Pro posouzení dle normy ČSN EN 1991-2 [7]

V následující tabulce je trojice uvažovaných zatěžovacích stavů s použitými součiniteli k posouzení přírůstku napětí v kolejnici.

Dílní složka napětí	Hodnoty				
	složka	$\gamma_F$	$\phi_2$	$\Psi_{0,1}$	poznámka
napětí od teplotní změny mostu	$\sigma_K$	1,00	-	1,0	závislá na $L_T$
napětí od brzdných a rozjezdových sil	$\sigma_B$	1,45	1,00	1,0	závislá na $L_{NK}$ a $K_x$
napětí od globálních účinků LM71 osová síla $N_x$	$\sigma_{glob,N,LM71}$	1,45	1,00	1,0	závislá na L, pevná hodnota

Tab. 3 Přehled ZS pro stanovení přírůstku napětí v kolejnici

### 5.4.2 Pro posouzení dle metody globálních napětí

V následující tabulce jsou zatěžovací stavy s použitými součiniteli ke stanovení celkového napětí v kolejnici.

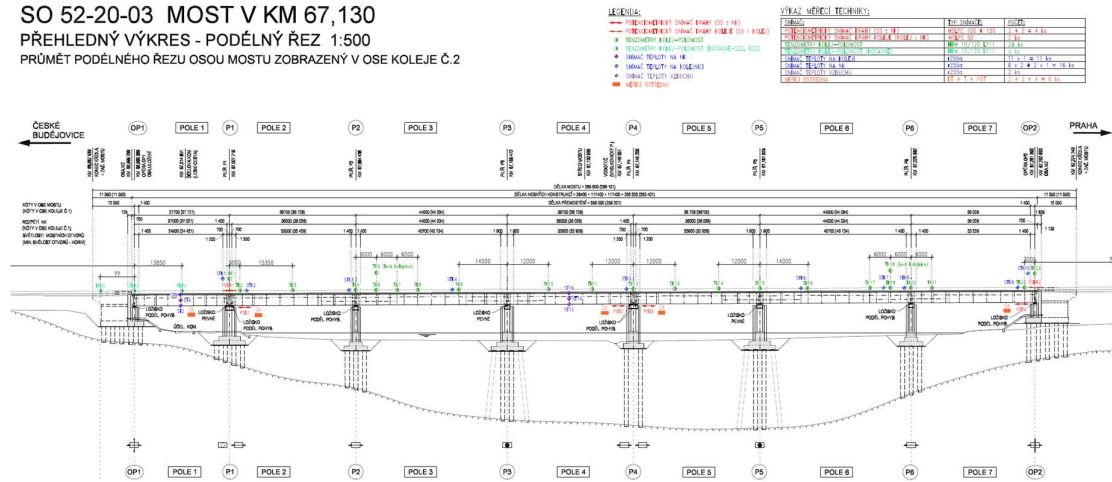
Dílní složka napětí	Hodnoty				
	složka	$\gamma_F$	$\phi_2$	$\Psi_{0,1}$	poznámka
vlastní pnutí od výroby	$\sigma_E$	1,00	-	1,0	dle [7]
napětí od teplotní změny koleje v trati	$\sigma_T$	1,00	-	1,0	
napětí od teplotní změny mostu	$\sigma_K$	1,00	-	1,0	závislá na $L_T$
napětí od brzdných a rozjezdových sil	$\sigma_B$	1,45	1,00	1,0	závislá na $L_{NK}$ a $K_x$
napětí od lokálních účinků LM71 na mostě	$\sigma_{lok,LM71}$	1,45	1,67	1,0	dle [6]
napětí od globálních účinků LM71 osová síla $N_x$	$\sigma_{glob,N,LM71}$	1,45	1,00	1,0	závislá na L, pevná hodnota
napětí od globálních účinků LM71 ohyb. moment $M_y$	$\sigma_{glob,M,LM71}$	1,45	1,00	1,0	dle [6]

Tab. 4 Přehled ZS pro stanovení celkového napětí v kolejnici

# 6 Statická zatěžovací zkouška (SZZ)

Tato bakalářská práce slouží jako podklad pro statickou zatěžovací zkoušku tohoto mostu, která je předpokládána po dokončení bezстыkové koleje v obou traťových kolejích. Úkolem bakalářské práce bylo stanovit odhady napětí v kolejnicích v koleji 2, podélné posuny NK mostu a kolejnic dle schématu rozmístění měřící techniky (viz obrázek níže).

SO 52-20-03 MOST V KM 67,130  
 PŘEHLEDNÝ VÝKRES - PODÉLNÝ ŘEZ 1:500  
 PRŮMĚT PODÉLNÉHO REZU OSOU MOSTU ZOBRAZENÝ V OSE KOLEJE Č.2



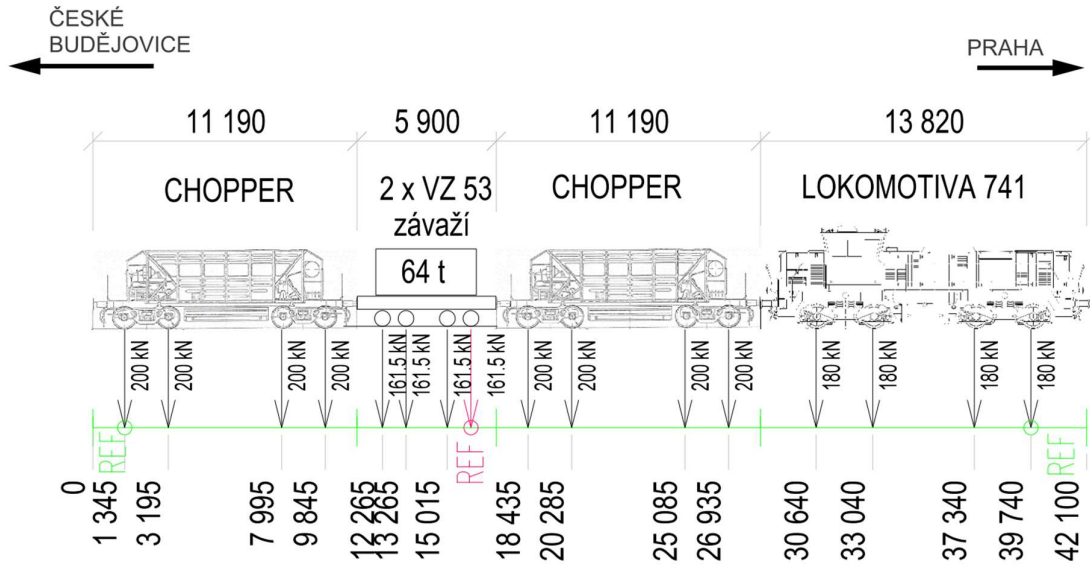
Obr. 32 Schéma rozmístění měřící techniky [5]

## 6.1 Zatěžovací sestavy pro SZZ

Kolej 1 bude zatěžována zatěžovací sestavou skládající se z:

1 x Chopper + vz. 53 s panely + 1 x Chopper + lokomotiva (ř. 741)

80 t + 64 t + 80 t + 72 t = 296 t

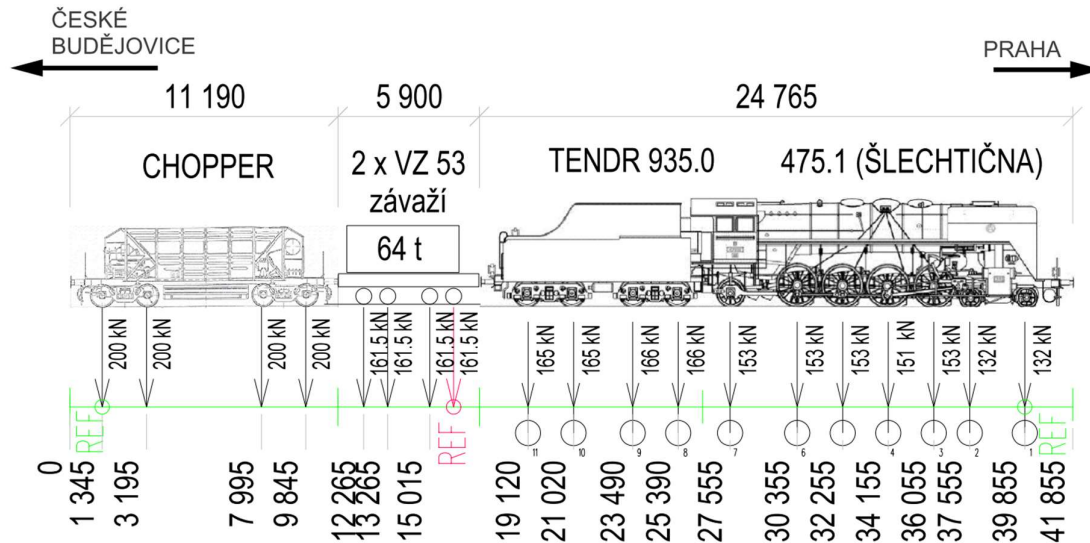


Obr. 33 Zatěžovací sestava pro kolej 1 [11]

Kolej 2 bude současně zatěžována zatěžovací sestavou skládající se z:

1 x Chopper + vz. 53 s panely + tendr (935) + lokomotiva (ř. 475, tzv. Šlechtična)

80 t + 64 t + 169 t = 313 t



Obr. 34 Zatěžovací sestava pro kolej 2 [11]

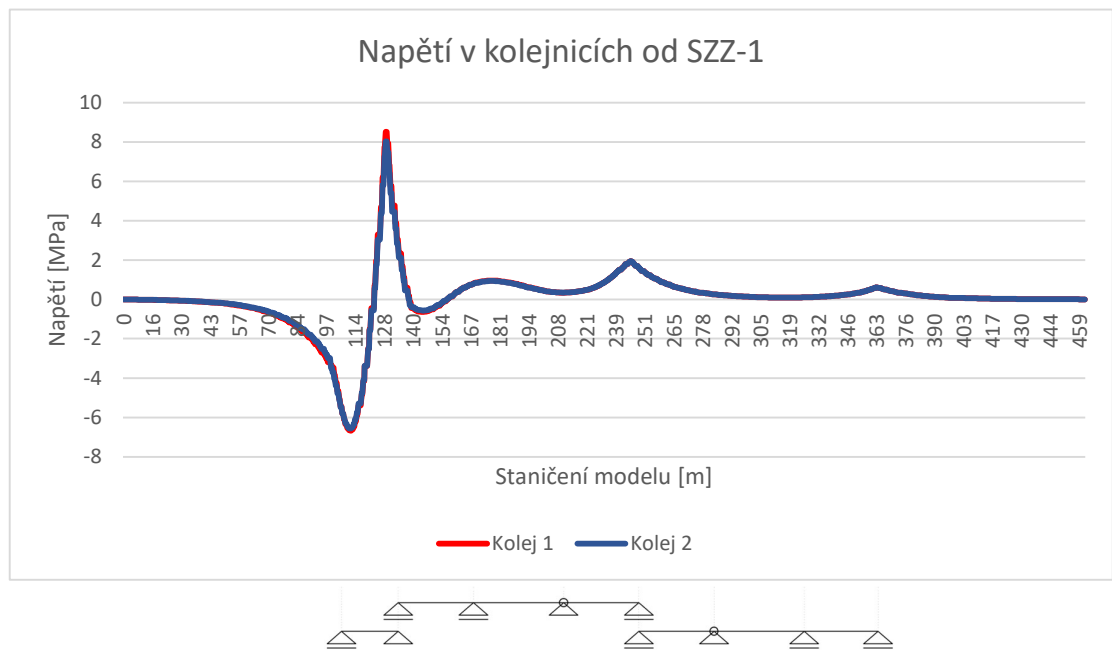
Dané sestavy mají určené polohy na mostě pro maximální deformace v jednotlivých polích. Tento most má polí sedm, z tohoto důvodu je vybráno sedm poloh pro každou zatěžovací sestavu.

## 6.2 Výsledné odhady

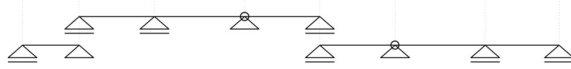
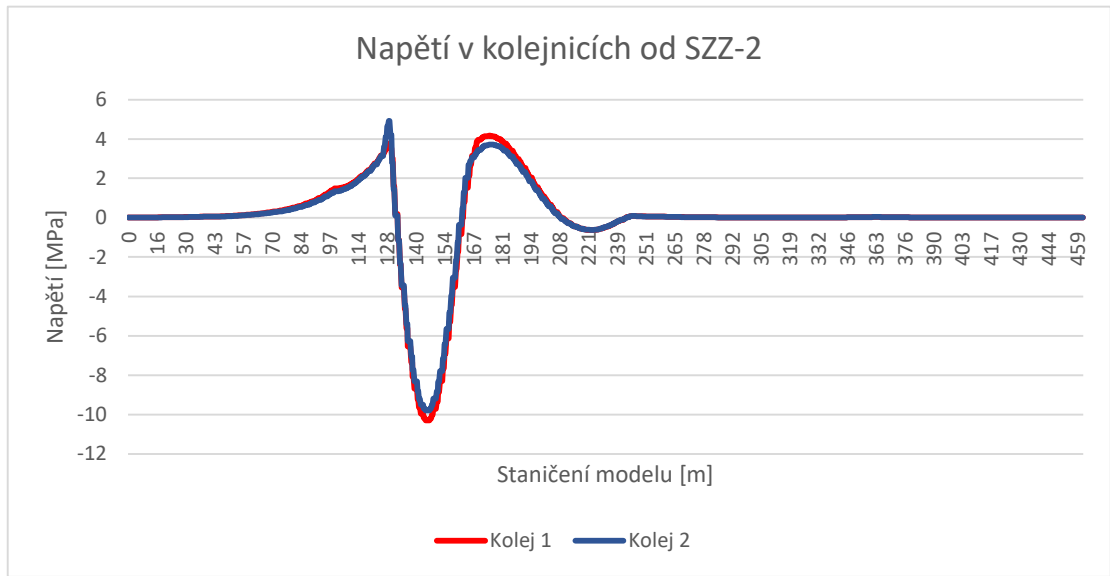
Zatěžovací polohy sestav jsou označovány postupně zleva ve tvaru SZZ-číslo\_pole.

### 6.2.1 Odhad napětí v kolejnicích

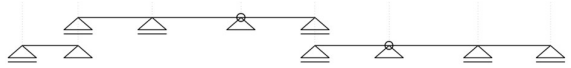
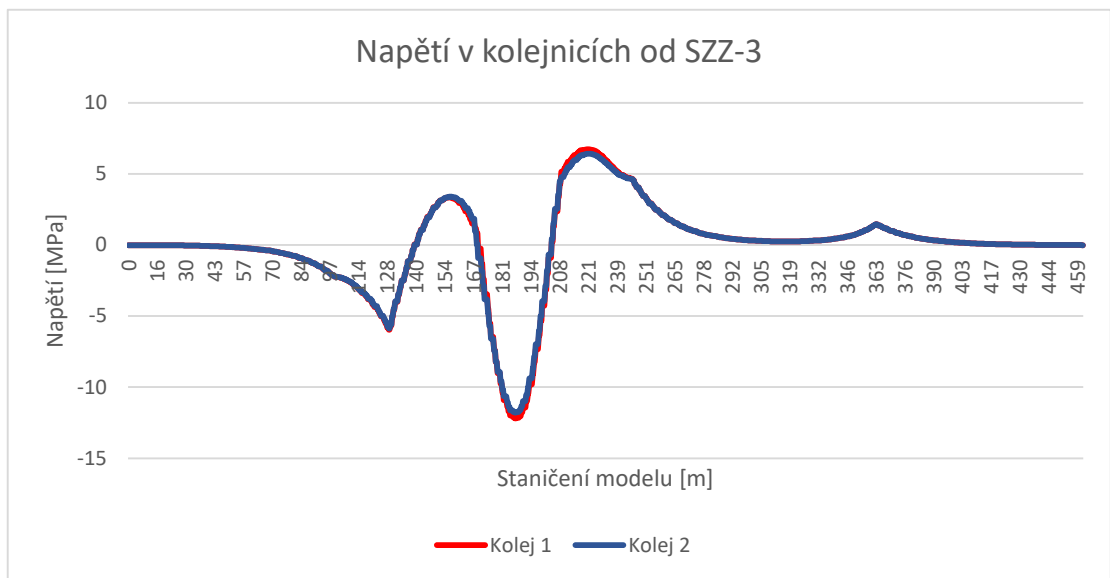
S vedoucím práce byly domluveny dvě formy zobrazení napětí v kolejnicích. První forma jsou níže zobrazené průběhy normálového napětí v kolejnicích po délce koleje. Druhá forma byla zvolena jako tabulková s hodnotami napětí v místech umístění měřících zařízení při SZZ. Umístění tenzometrů v koleji 2 je od počátku modelu (délka 462,8 m; 100 m + most + 100 m).



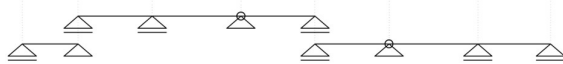
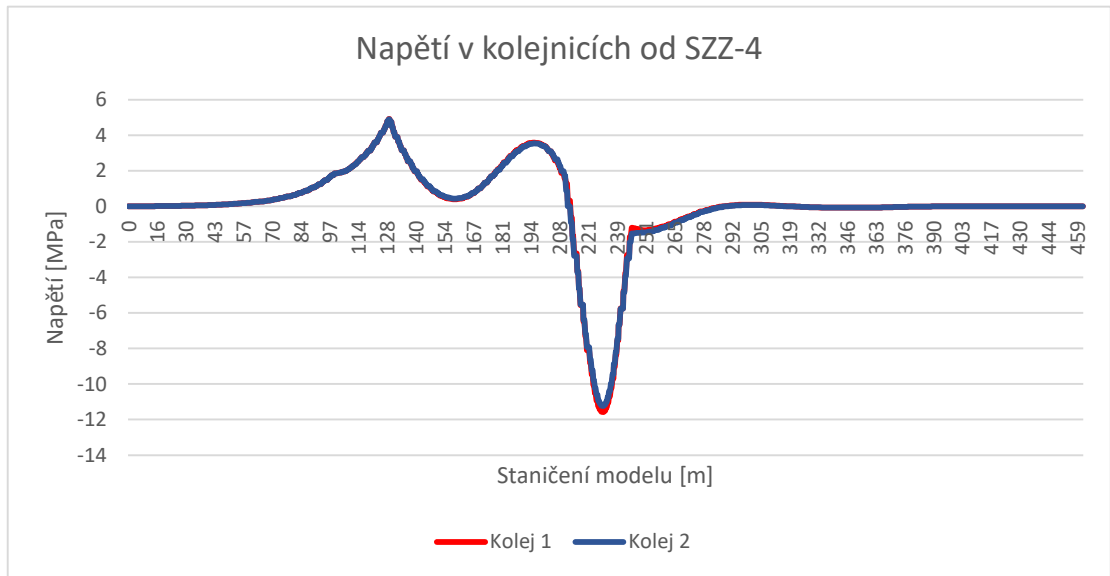
Obr. 35 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-1



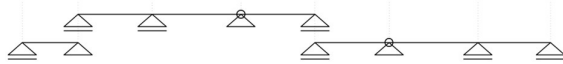
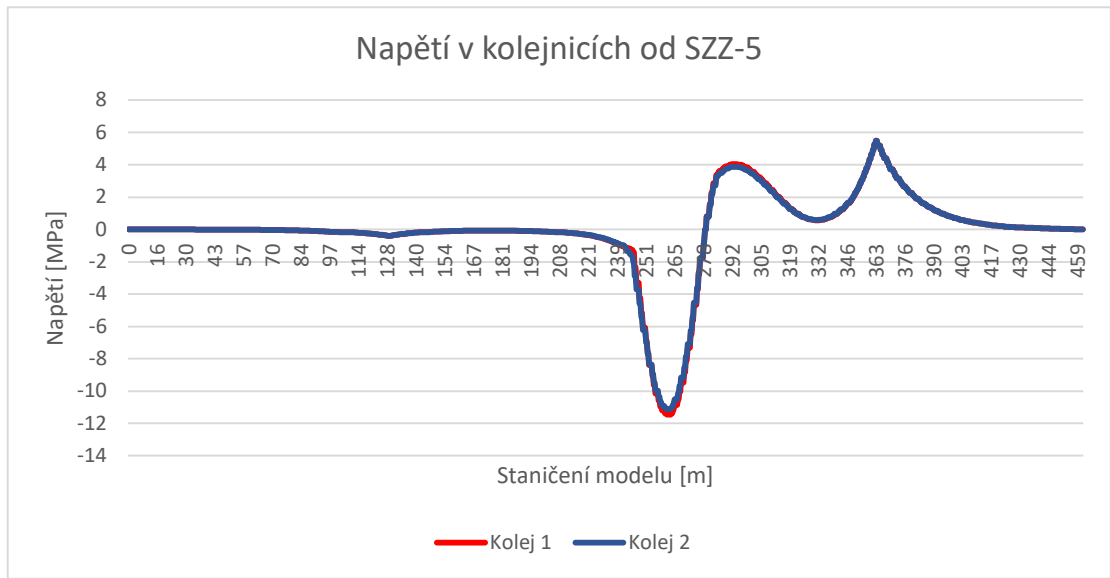
Obr. 36 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-2



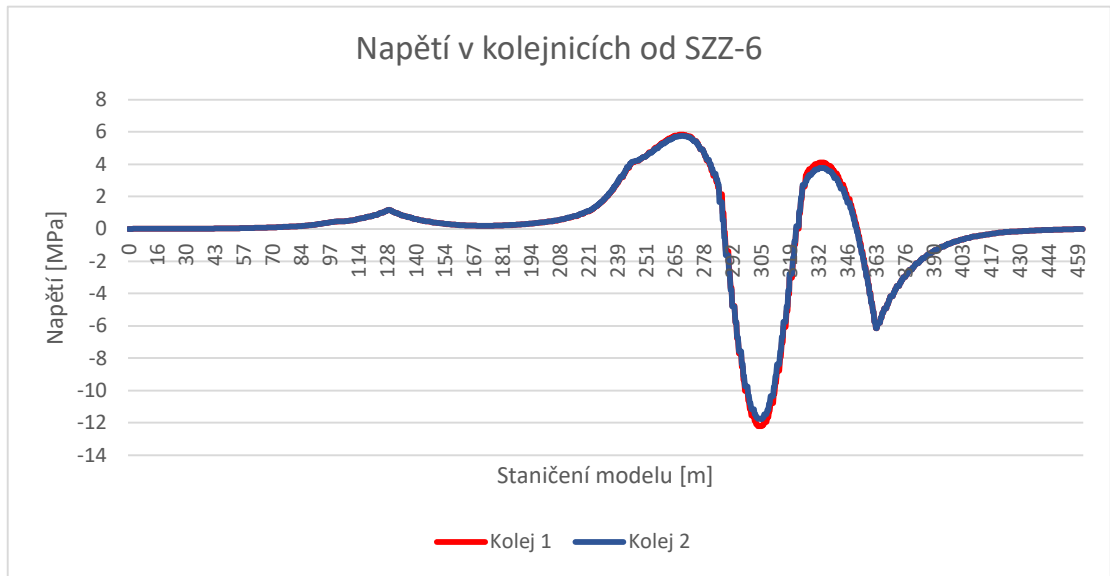
Obr. 37 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-3



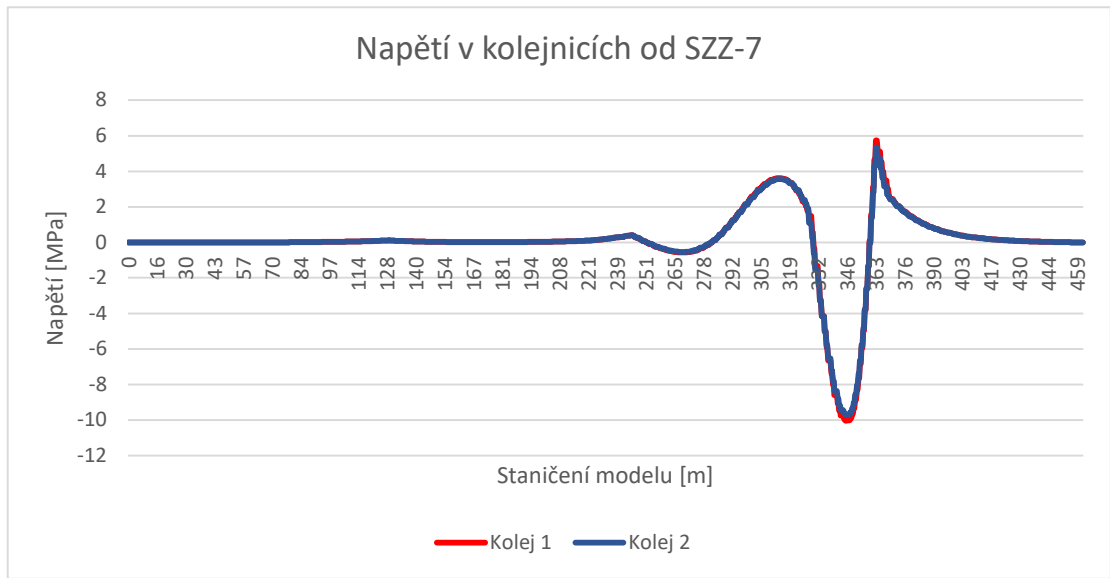
Obr. 38 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-4



Obr. 39 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-5



Obr. 40 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-6



Obr. 41 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-7



Značka tenzometru	Staničení modelu [m]	Kolejnice	Napětí v kolejnici [MPa] SZZ-1	Napětí v kolejnici [MPa] SZZ-2	Napětí v kolejnici [MPa] SZZ-3	Napětí v kolejnici [MPa] SZZ-4
TKD1	0	pravá	0,00	0,00	0,00	0,00
TKD2	90,5	pravá	-1,90	0,81	-1,35	1,12
TKD3	100,5	pravá	-3,70	1,34	-2,23	1,85
TKD4	114,35	pravá	-6,08	1,92	-3,08	2,56
TK1	128,2	pravá	8,02	4,92	-5,87	4,90
TK2	131,2	pravá	4,46	0,12	-3,96	3,90
TK3	146,55	pravá	-0,56	-9,79	1,94	1,15
TK4	164,9	pravá	0,59	2,03	2,60	0,56
TK5	170,9	levá	0,84	3,44	-0,91	1,00
TK6	170,9	pravá	0,84	3,44	-0,91	1,00
TK7	176,9	pravá	0,94	3,72	-6,58	1,68
TK8	182,9	pravá	0,89	3,42	-10,66	2,44
TK9	194,9	pravá	0,61	1,86	-9,38	3,50
TK10	206,9	pravá	0,37	0,22	2,55	2,64
TK11	233,6	pravá	0,95	-0,43	5,63	-10,75
TK12	245,6	pravá	1,95	0,10	4,65	-1,54
TK13	257,6	pravá	0,99	0,05	2,35	-1,29
TK14	270,3	pravá	0,52	0,03	1,23	-0,72
TK15	282,3	pravá	0,28	0,01	0,68	-0,19
TK16	296,3	pravá	0,16	0,01	0,38	0,06
TK17	314,3	pravá	0,10	0,01	0,24	0,03
TK18	320,3	levá	0,10	0,01	0,24	-0,01
TK19	320,3	pravá	0,10	0,01	0,24	-0,01
TK20	326,3	pravá	0,11	0,01	0,26	-0,04
TK21	332,3	pravá	0,13	0,01	0,31	-0,07
TK22	359,3	pravá	0,48	0,02	1,14	-0,08
TK23	362,3	pravá	0,56	0,03	1,33	-0,08
TK24	462,8	pravá	0,00	0,00	0,00	0,00

Tab. 5 Napětí kolejnic v koleji 2, SZZ-1 až SZZ-4

Značka tenzometru	Staničení modelu [m]	Kolejnice	Napětí v kolejnici [MPa] SZZ-5	Napětí v kolejnici [MPa] SZZ-6	Napětí v kolejnici [MPa] SZZ-7
TKD1	0	pravá	0,00	0,00	0,00
TKD2	90,5	pravá	-0,09	0,27	0,03
TKD3	100,5	pravá	-0,15	0,45	0,04
TKD4	114,35	pravá	-0,21	0,62	0,06
TK1	128,2	pravá	-0,40	1,19	0,12
TK2	131,2	pravá	-0,33	0,98	0,10
TK3	146,55	pravá	-0,15	0,45	0,04
TK4	164,9	pravá	-0,07	0,22	0,02
TK5	170,9	levá	-0,06	0,20	0,02
TK6	170,9	pravá	-0,06	0,20	0,02
TK7	176,9	pravá	-0,06	0,21	0,02
TK8	182,9	pravá	-0,07	0,23	0,02
TK9	194,9	pravá	-0,09	0,32	0,03
TK10	206,9	pravá	-0,16	0,53	0,05
TK11	233,6	pravá	-0,63	2,09	0,21
TK12	245,6	pravá	-1,61	4,15	0,41
TK13	257,6	pravá	-10,36	5,08	-0,27
TK14	270,3	pravá	-8,53	5,74	-0,53
TK15	282,3	pravá	1,52	4,02	-0,04
TK16	296,3	pravá	3,85	-7,57	1,67
TK17	314,3	pravá	1,97	-8,38	3,56
TK18	320,3	levá	1,25	-2,79	3,32
TK19	320,3	pravá	1,25	-2,79	3,32
TK20	326,3	pravá	0,76	2,73	2,39
TK21	332,3	pravá	0,59	3,67	-1,52
TK22	359,3	pravá	4,06	-3,49	-1,36
TK23	362,3	pravá	4,94	-5,15	2,82
TK24	462,8	pravá	0,00	0,00	0,00

Tab. 6 Napětí kolejnic v koleji 2, SZZ-5 až SZZ-7

## 6.2.2 Odhad podélných posunů NK a kolejnic v místech umístění snímačů

V následujících tabulkách jsou vypsané odhadované podélné posuny kolejnic v koleji 2 a podélné posuny nosné konstrukce od jednotlivých zatěžovacích poloh v místech umístění snímačů dráhy. Všechny tyto posuny jsou z těžiště daného průřezu.

Značka snímače dráhy	Umístění	Posun kolejnice [mm] SZZ-1	Posun kolejnice [mm] SZZ-2	Posun kolejnice [mm] SZZ-3	Posun kolejnice [mm] SZZ-4	Posun kolejnice [mm] SZZ-5	Posun kolejnice [mm] SZZ-6	Posun kolejnice [mm] SZZ-7
PSDK1	P1	-0,6783	0,0004	-0,0007	0,0006	0,0000	0,0001	0,0000
PSDK2	OP2	-0,0553	0,0000	-0,0001	0,0000	-0,0005	0,0006	-0,0003

Tab. 7 Tabulka podélných posunů kolejnic v koleji 2 v místě umístění snímačů dráhy, SZZ-1 až SZZ-7

Značka snímače dráhy	Umístění	Posun NK [mm] SZZ-1	Posun NK [mm] SZZ-2	Posun NK [mm] SZZ-3	Posun NK [mm] SZZ-4	Posun NK [mm] SZZ-5	Posun NK [mm] SZZ-6	Posun NK [mm] SZZ-7
PSD1	P1 - NK2	-0,5343	-0,0001	-0,0011	0,0009	-0,0001	0,0002	0,0000
PSD2	P4 - NK2	-0,4334	0,0000	-0,0011	0,0010	-0,0001	0,0003	0,0000
PSD3	P4 - NK3	-0,1146	0,0000	-0,0003	0,0000	-0,0010	0,0010	0,0001
PSD4	OP2 - NK3	-0,1031	0,0000	-0,0002	0,0000	-0,0009	0,0010	0,0002

Tab. 8 Tabulka podélných posunů NK v místě umístění snímačů dráhy, SZZ-1 až SZZ-7

Značka snímače dráhy	Umístění	Posun [mm] SZZ-1	Posun [mm] SZZ-2	Posun [mm] SZZ-3	Posun [mm] SZZ-4	Posun [mm] SZZ-5	Posun [mm] SZZ-6	Posun [mm] SZZ-7
PSD1	P1 - NK2	-0,1441	0,0005	0,0004	-0,0004	0,0000	-0,0001	0,0000
PSD2	P4 - NK2	0,1504	0,0000	0,0004	-0,0008	-0,0001	0,0003	0,0000
PSD3	P4 - NK3	-0,1556	0,0000	-0,0004	0,0002	0,0008	-0,0004	0,0000
PSD4	OP2 - NK3	0,0478	0,0000	0,0001	0,0000	0,0004	-0,0004	-0,0005

Tab. 9 Tabulka relativních podélných posunů (posun kolej – posun NK) v místě umístění snímačů dráhy, SZZ-1 až SZZ-7

### 6.2.3 Odhad podélných posunů NK a kolejnic v místech ložisek a středů polí

V následujících tabulkách jsou vypsány odhadované podélné posuny kolejnic v koleji 2 a podélné posuny nosné konstrukce od jednotlivých zatěžovacích poloh zjištěné v místech ložisek a středů jednotlivých polí. Z těchto hodnot jsou vytvořené průběhy těchto posunů po délce NK mostu od osy uložení na OP1 do osy uložení na OP2, tyto průběhy jsou zde také zobrazeny. Jednotlivá místa jsou vidět v grafu zlomy. Pouze střed pole 1 je dán dvěma hodnotami posunů dvou nejbližších hodnot.

Místo ložiska nebo středu pole	Posun kolejnice [mm] SZZ-1	Posun kolejnice [mm] SZZ-2	Posun kolejnice [mm] SZZ-3	Posun kolejnice [mm] SZZ-4	Posun kolejnice [mm] SZZ-5	Posun kolejnice [mm] SZZ-6	Posun kolejnice [mm] SZZ-7
OP1 - NK1	-0,28669	0,12056	-0,20099	0,16644	-0,01360	0,04025	0,00394
střed 1.1	-0,64070	0,21672	-0,35741	0,29630	-0,02422	0,07167	0,00701
střed 1.2	-0,66967	0,22587	-0,37206	0,30849	-0,02521	0,07462	0,00730
P2 - NK1	-0,72870	0,39422	-0,63177	0,52485	-0,04290	0,12698	0,01243
P2 - NK2	-0,67834	0,42468	-0,66990	0,55685	-0,04553	0,13474	0,01319
střed 2	-0,56498	-0,04465	-0,76988	0,77689	-0,06651	0,19674	0,01926
P2 - NK2	-0,56570	-0,44648	-0,51231	0,82808	-0,07531	0,22288	0,02182
střed 3	-0,47576	-0,09073	-1,08383	1,00315	-0,08229	0,24540	0,02402
P3 - NK2	-0,41906	0,05299	-1,64899	1,33691	-0,09418	0,28595	0,02796
střed 4	-0,38116	0,01298	-1,13701	0,93296	-0,11901	0,36769	0,03599
P4 - NK2	-0,28297	-0,01418	-0,67426	0,19105	-0,18429	0,58178	0,05700
P4 - NK3	-0,27021	-0,01359	-0,64355	0,17970	-0,19576	0,60920	0,05961
střed 5	-0,16929	-0,00851	-0,40358	0,06510	-0,91271	1,02590	0,04855
P5 - NK3	-0,13066	-0,00656	-0,31174	0,01718	-1,37244	1,47861	0,01413
střed 6	-0,11140	-0,00561	-0,26581	0,01846	-1,00267	0,99799	0,15540
P6 - NK3	-0,10033	-0,00506	-0,23938	0,02033	-0,81027	0,35822	0,49308
střed 7	-0,08699	-0,00439	-0,20758	0,01434	-0,74419	0,64650	0,13719
OP2 - NK3	-0,05526	-0,00279	-0,13188	0,00753	-0,49524	0,55431	-0,34718

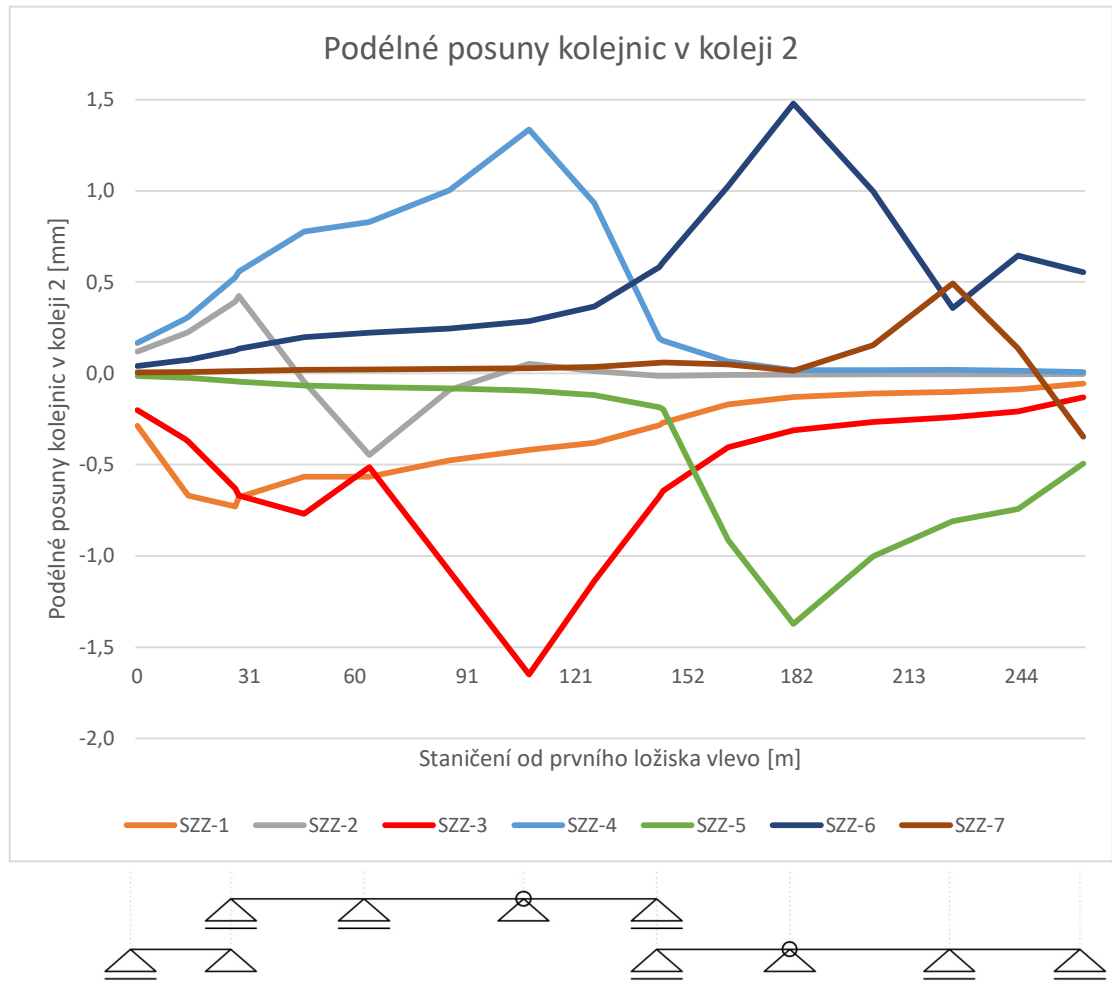
Tab. 10 Tabulka podélných posunů kolejnic v koleji 2 v místě ložisek a středů polí, SZZ-1 až SZZ-7

Místo ložiska nebo středu pole	Posun NK [mm] SZZ-1	Posun NK [mm] SZZ-2	Posun NK [mm] SZZ-3	Posun NK [mm] SZZ-4	Posun NK [mm] SZZ-5	Posun NK [mm] SZZ-6	Posun NK [mm] SZZ-7
OP1 - NK1	-0,82695	0,11942	-0,19006	0,15652	-0,01278	0,03781	0,00370
střed 1.1	-0,82196	0,11899	-0,18939	0,15596	-0,01273	0,03768	0,00369
střed 1.2	-0,82150	0,11890	-0,18924	0,15584	-0,01272	0,03765	0,00368
P2 - NK1	-0,82686	0,11610	-0,18494	0,15227	-0,01243	0,03679	0,00360
P2 - NK2	-0,53426	-0,06387	-1,06584	0,92096	-0,07718	0,22815	0,02233
střed 2	-0,51404	-0,03469	-1,07977	0,92784	-0,07764	0,22951	0,02246
P2 - NK2	-0,49115	-0,00842	-1,10423	0,93971	-0,07845	0,23192	0,02270
střed 3	-0,46606	-0,00580	-1,10476	0,95049	-0,07959	0,23521	0,02302
P3 - NK2	-0,43988	0,00385	-1,10476	0,95622	-0,08056	0,23795	0,02329
střed 4	-0,43573	0,00542	-1,10896	0,96623	-0,08368	0,24665	0,02414
P4 - NK2	-0,43336	0,00665	-1,11137	0,98785	-0,08563	0,25147	0,02462
P4 - NK3	-0,11463	-0,00578	-0,27355	0,01864	-0,97181	1,01145	0,06437
střed 5	-0,11236	-0,00567	-0,26811	0,01835	-0,95139	1,00923	0,06596
P5 - NK3	-0,10824	-0,00546	-0,25831	0,01608	-0,93956	1,00589	0,06825
střed 6	-0,10678	-0,00539	-0,25481	0,01571	-0,93318	1,00187	0,08228
P6 - NK3	-0,10506	-0,00530	-0,25070	0,01534	-0,92100	1,00335	0,09006
střed 7	-0,10380	-0,00524	-0,24771	0,01531	-0,90799	0,97671	0,11753
OP2 - NK3	-0,10309	-0,00520	-0,24601	0,01530	-0,90036	0,96159	0,15063

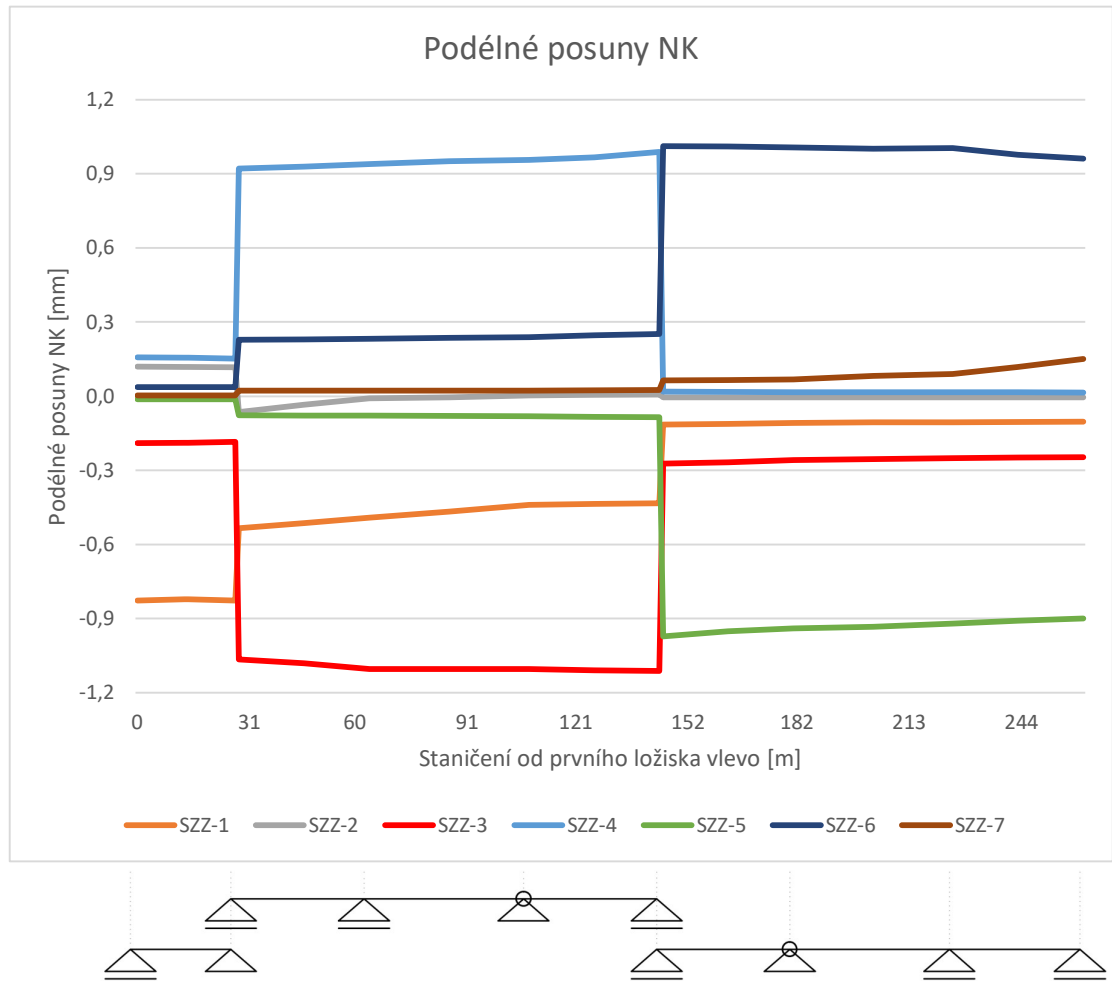
Tab. 11 Tabulka podélných posunů NK v místě ložisek a středů polí, SZZ-1 až SZZ-7

Relativní posuny (posun kolej - posun NK)							
Místo ložiska nebo středu pole	Posun [mm] SZZ-1	Posun [mm] SZZ-2	Posun [mm] SZZ-3	Posun [mm] SZZ-4	Posun [mm] SZZ-5	Posun [mm] SZZ-6	Posun [mm] SZZ-7
OP1 - NK1	0,54026	0,00114	-0,01093	0,00991	-0,00082	0,00244	0,00024
střed 1.1	0,18125	0,09773	-0,16802	0,14033	-0,01148	0,03399	0,00333
střed 1.2	0,15183	0,10697	-0,18282	0,15265	-0,01249	0,03697	0,00362
P2 - NK1	0,09816	0,27812	-0,44682	0,37257	-0,03047	0,09019	0,00883
P2 - NK2	-0,14408	0,48855	0,39593	-0,36410	0,03166	-0,09341	-0,00914
střed 2	-0,05095	-0,00997	0,30989	-0,15095	0,01113	-0,03277	-0,00321
P2 - NK2	-0,07455	-0,43806	0,59193	-0,11163	0,00314	-0,00904	-0,00088
střed 3	-0,00971	-0,08493	0,02093	0,05265	-0,00270	0,01018	0,00099
P3 - NK2	0,02082	0,04914	-0,54423	0,38069	-0,01362	0,04800	0,00467
střed 4	0,05457	0,00755	-0,02805	-0,03327	-0,03533	0,12104	0,01184
P4 - NK2	0,15039	-0,02084	0,43711	-0,79680	-0,09865	0,33031	0,03239
P4 - NK3	-0,15557	-0,00781	-0,37000	0,16105	0,77605	-0,40225	-0,00476
střed 5	-0,05693	-0,00284	-0,13546	0,04675	0,03868	0,01666	-0,01742
P5 - NK3	-0,02241	-0,00110	-0,05343	0,00110	-0,43289	0,47272	-0,05413
střed 6	-0,00462	-0,00023	-0,01100	0,00276	-0,06949	-0,00388	0,07313
P6 - NK3	0,00473	0,00023	0,01133	0,00499	0,11073	-0,64513	0,40302
střed 7	0,01681	0,00085	0,04013	-0,00097	0,16380	-0,33020	0,01966
OP2 - NK3	0,04783	0,00241	0,11413	-0,00778	0,40512	-0,40728	-0,49781

Tab. 12 Tabulka relativních podélných posunů (posun kolej – posun NK) v místě ložisek a středů polí, SZZ-1 až SZZ-7

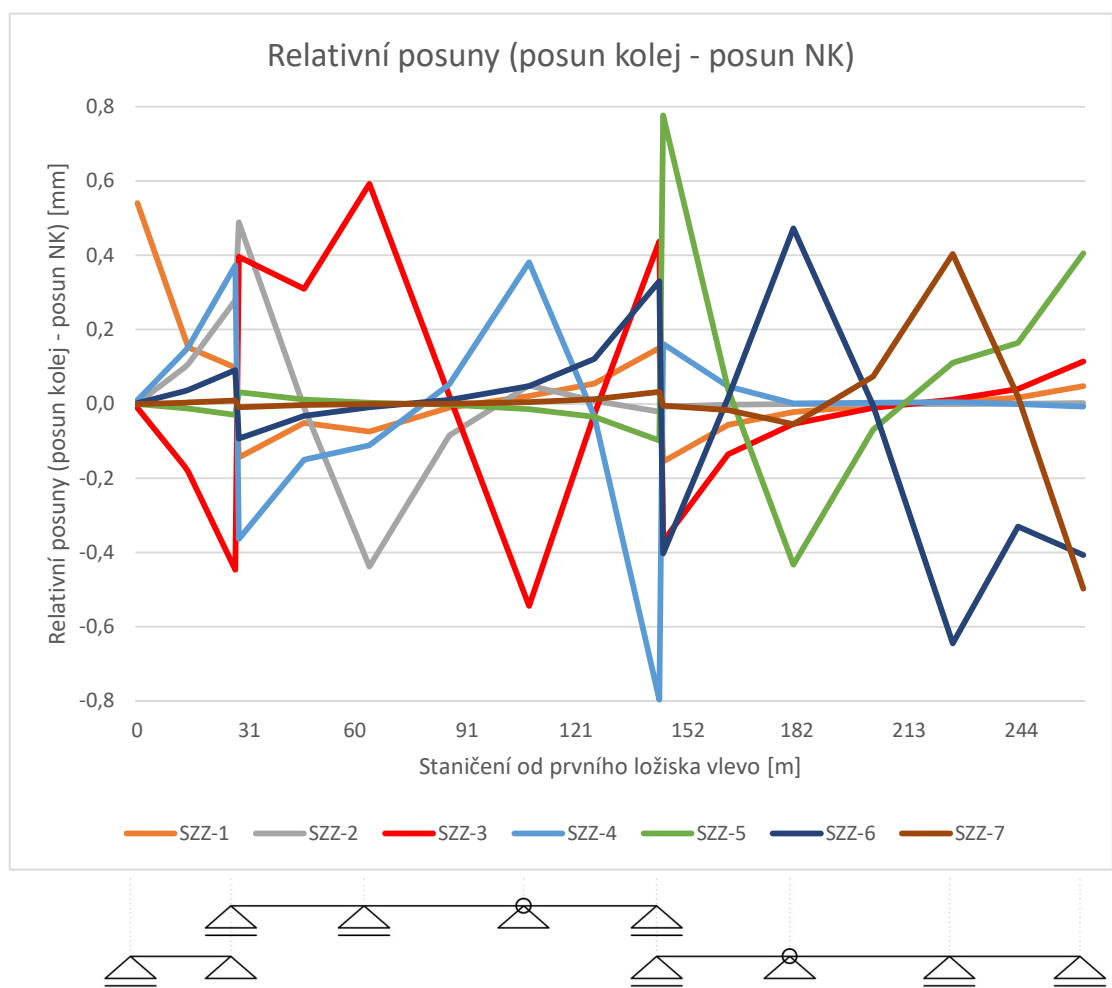


Obr. 42 Průběh podélných posunů kolejnic v koleji 2 po délce NK mostu od OP1 do OP2 (261,8 m), SZZ-1 až SZZ-7



Obr. 43 Průběh podélných posunů NK po délce NK mostu od OP1 do OP2 (261,8 m), SZZ-1 až SZZ-7



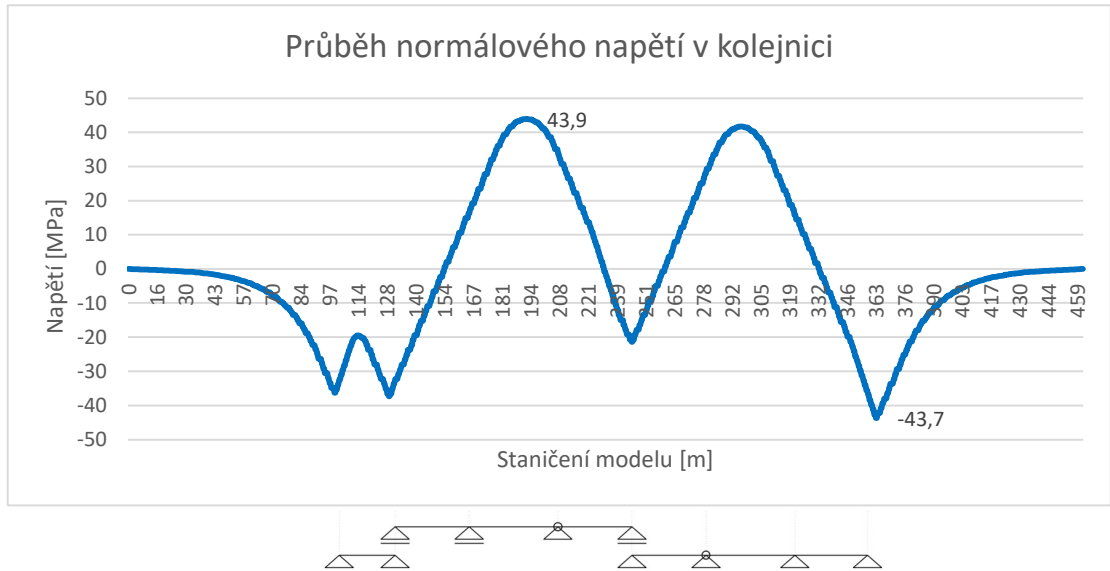


Obr. 44 Průběh relativních podélných posunů (posun kolej – posun NK) po délce NK mostu od OP1 do OP2 (261,8 m), SZZ-1 až SZZ-7

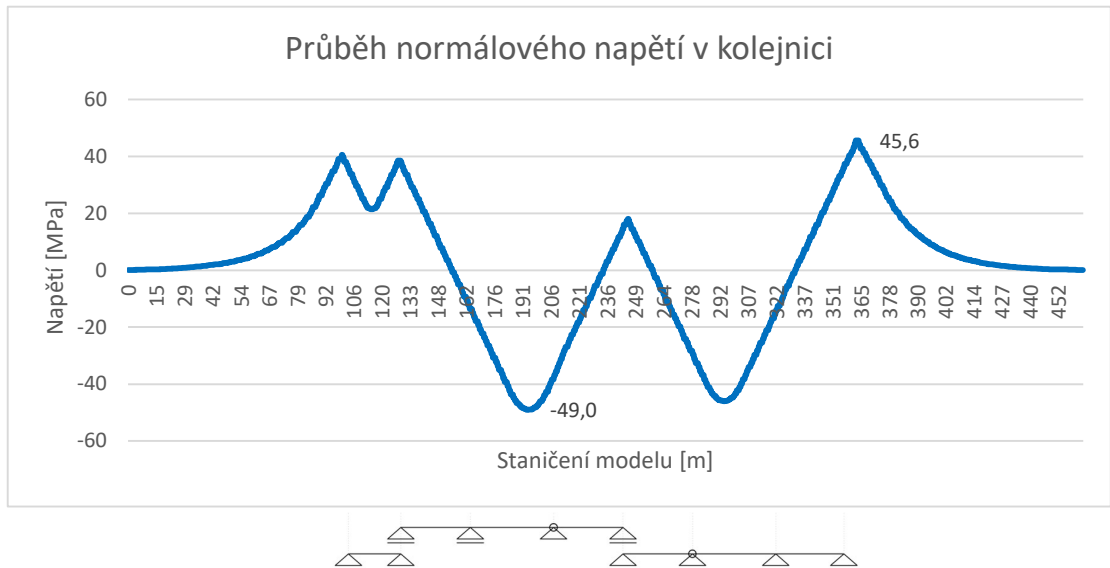
# 7 Výsledky interakce most – kolej

## 7.1 Výsledky zatížení teplotní změnou konstrukce mostu

Na následujících obrázcích jsou zobrazeny průběhy napětí v kolejnicích v úrovni těžiště průřezu kolejnice od kladné a záporné změny teploty NK.



Obr. 45 Průběh normálového napětí v kolejnici od změny teploty NK  $\Delta T_K = +32,5 \text{ }^\circ\text{C}$



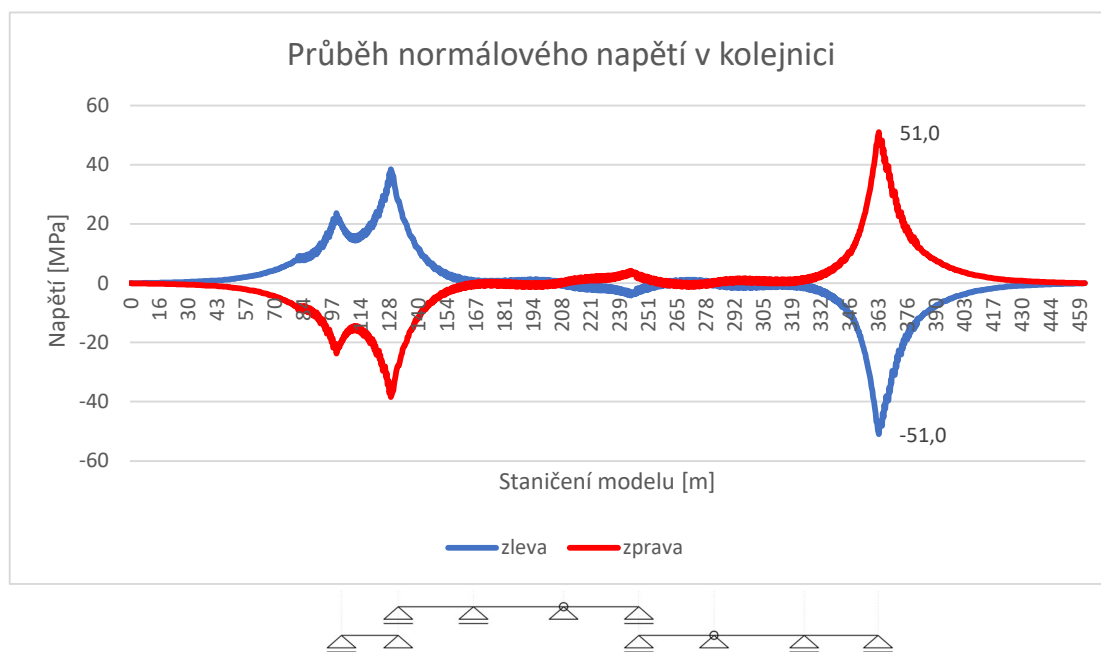
Obr. 46 Průběh normálového napětí v kolejnici od změny teploty NK  $\Delta T_K = -42,5 \text{ }^\circ\text{C}$

Charakteristická hodnota napětí od normálové síly v kolejnici:  $\sigma_K = +45,6 \text{ MPa}$  (tah)

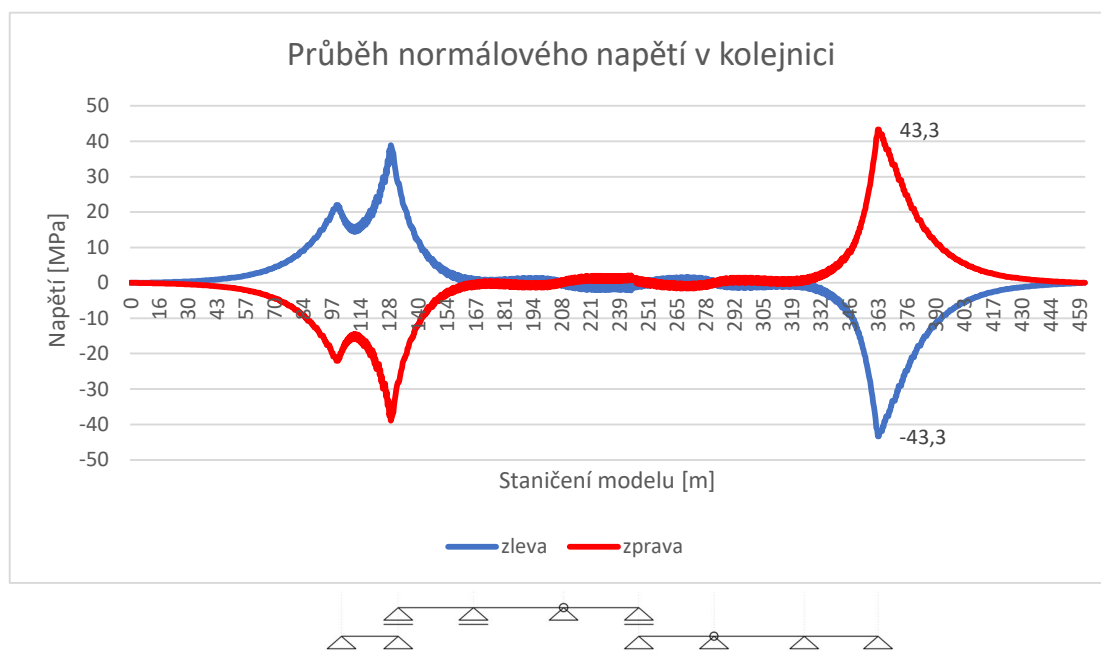
## 7.2 Výsledky zatížení brzdými a rozjezdovými silami

### 7.2.1 Normálové napětí v kolejnici

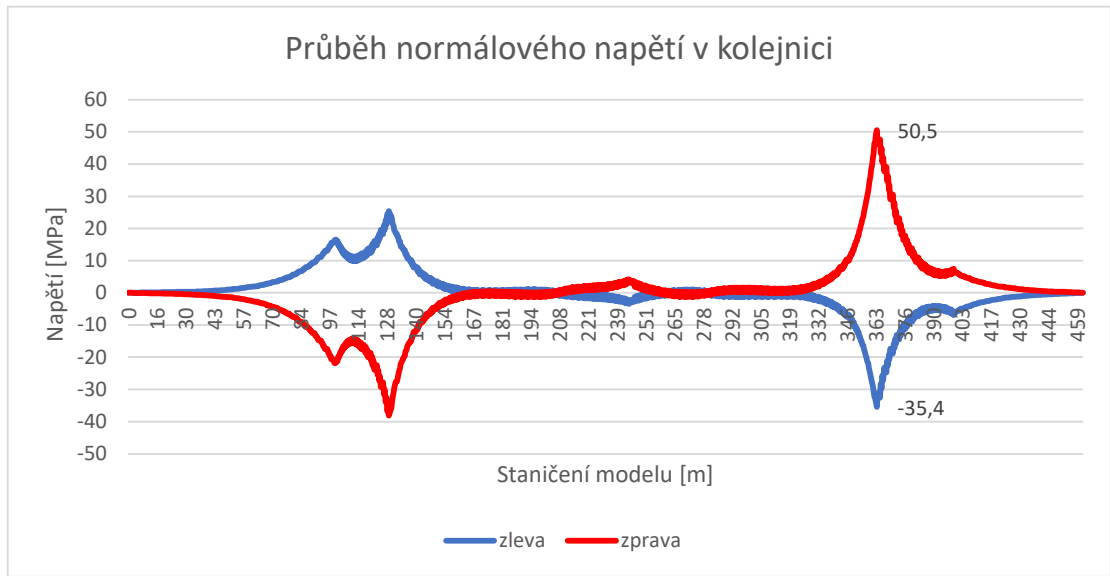
Na následujících obrázcích jsou zobrazeny průběhy napětí v kolejnici v úrovni těžiště průřezu kolejnici od účinků brzdných sil.



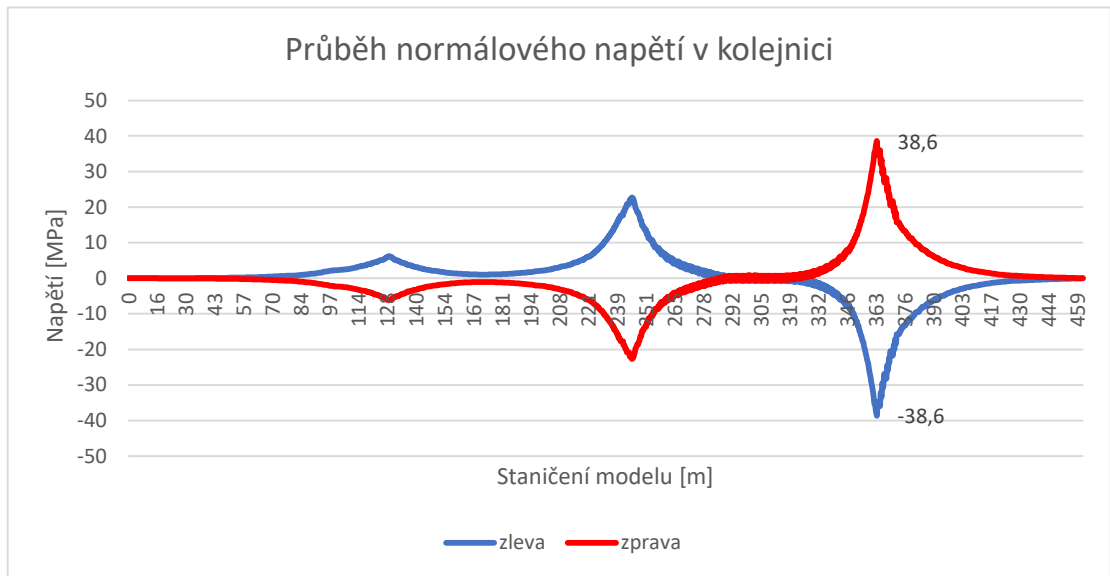
Obr. 47 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 300 m (celý most + předpolí)



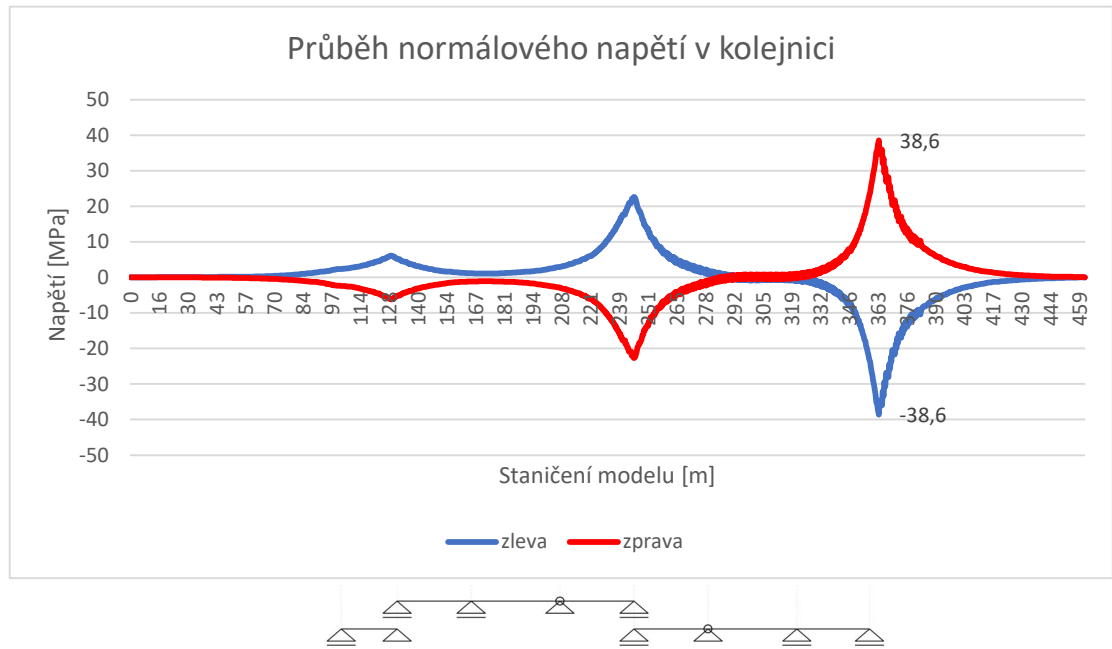
Obr. 48 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 262,8 m (celý most)



Obr. 49 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 300 m (most + pravé předpolí)



Obr. 50 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 127,4 m (NK3 + 10 m předpolí)

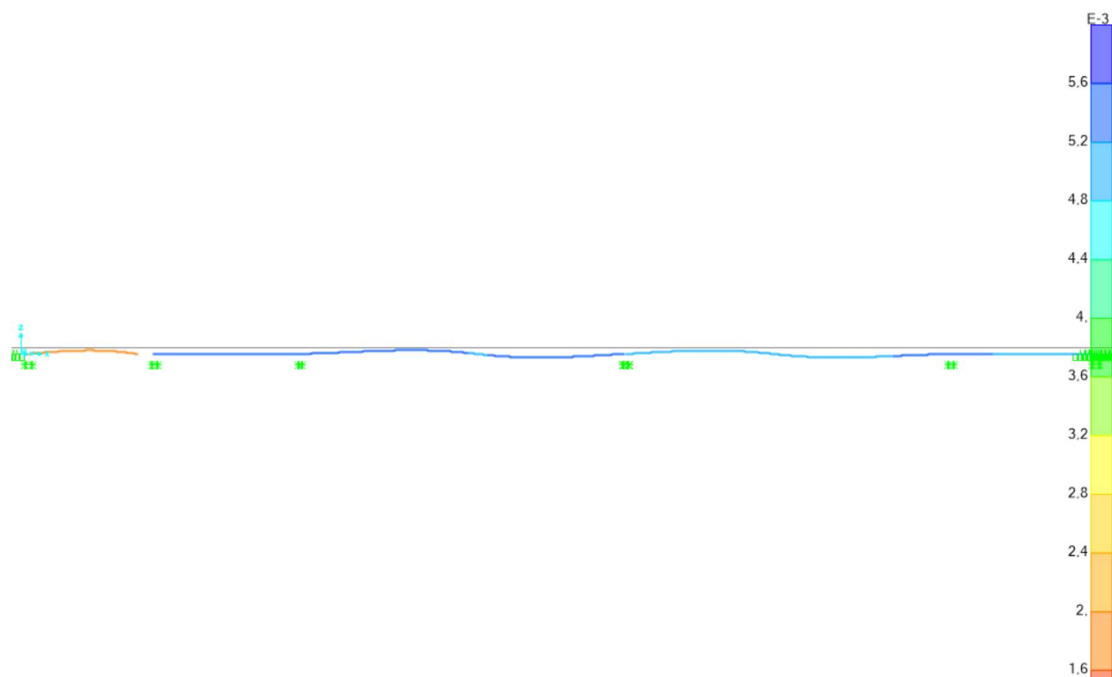


Obr. 51 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 137,4 m (NK3 + 20 m předpolí)

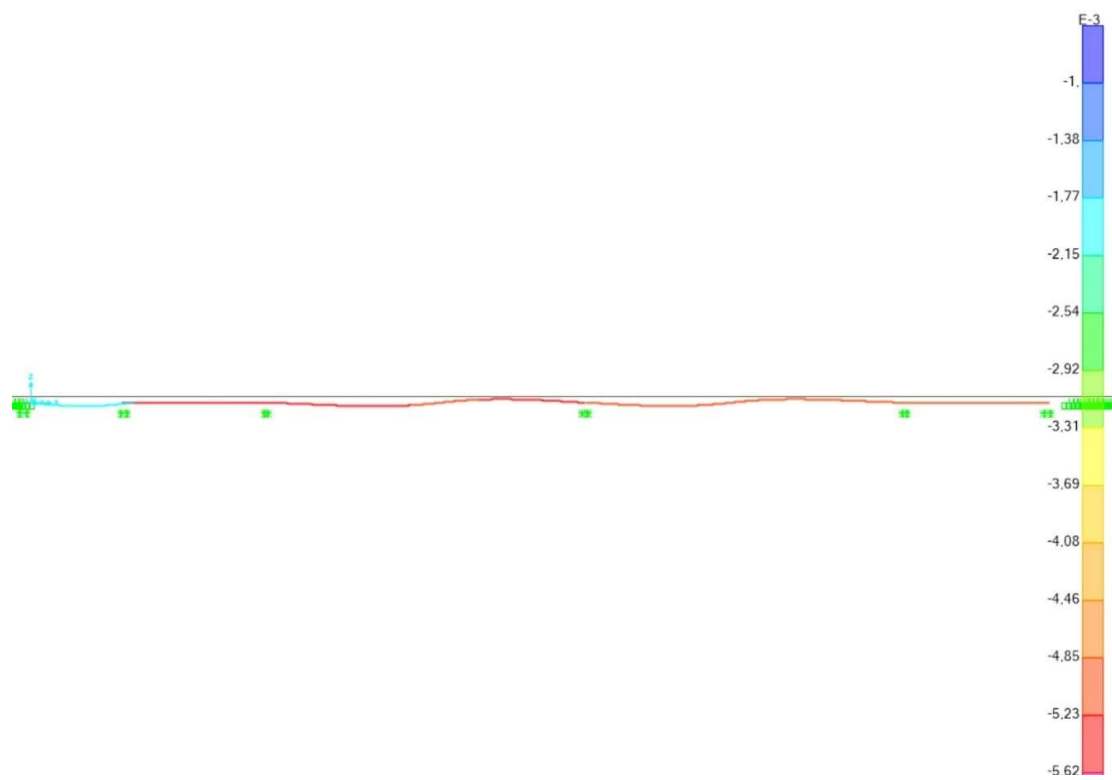
Charakteristická hodnota napětí od normálové síly v kolejnici:  $\sigma_B = +51,0$  MPa (tah)

### 7.2.2 Podélný posun NK mostu

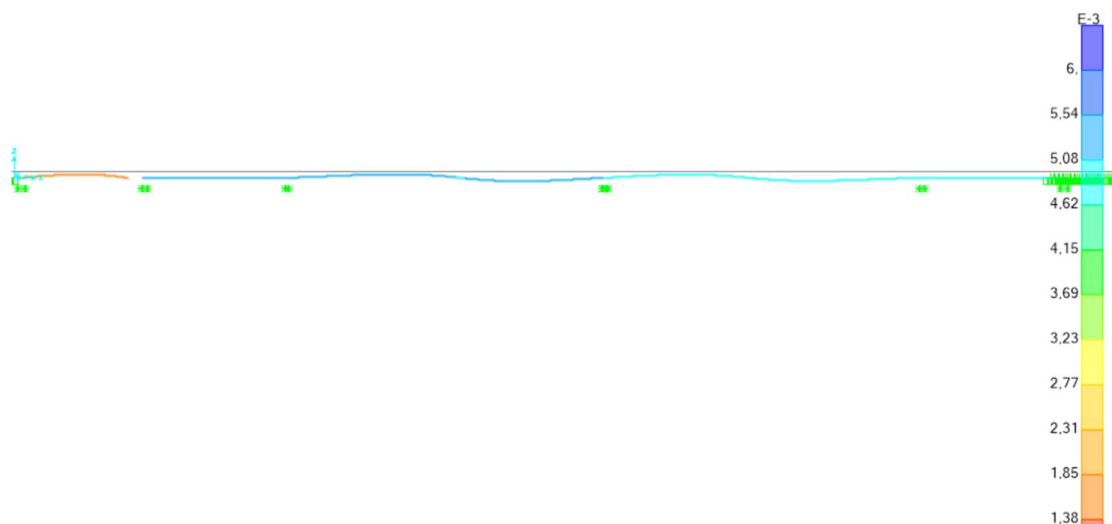
Nadcházející obrázky ukazují barevně průběh vodorovného podélného posunu  $u_x$  v těžišti nosné konstrukce mostu od brzdných sil v kolejích ve vybraných zatěžovacích stavech. V obrázcích je znázorněn celkový deformovaný stav nosné konstrukce, nikoliv klasické vykreslení posunu  $u_x$ , ten je třeba vyčíst z barev ze svislé stupnice, jednotkou stupnice je metr, který je upravený nahoře  $\cdot 10^{-3}$  z čehož plyne jednotka milimetr.



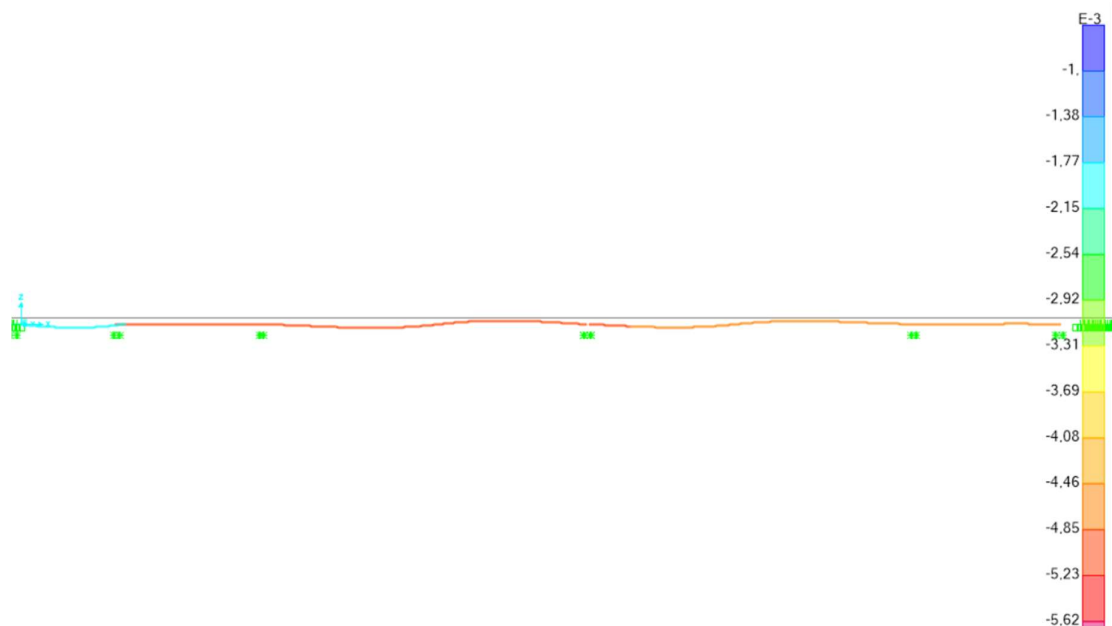
Obr. 52 Průběh podélného posunu NK mostu od brzdných sil zleva, zatížení 262,8 m (celý most), kdy maximální vodorovný posun  $u_x = 5,3$  mm se nachází u pilíře P6 (krajní pilíř vpravo)



Obr. 53 Průběh podélného posunu NK mostu od brzdných sil zprava, zatížení 262,8 m (celý most), kdy maximální vodorovný posun  $u_x = -5,3$  mm se nachází u pilíře P2 (druhý pilíř zleva)



Obr. 54 Průběh podélného posunu NK mostu od brzdných sil zleva, zatížení 300 m (celý most + předpolí), kdy maximální vodorovný posun  $u_x = 5,2$  mm se nachází u pilíře P2 (druhý pilíř zleva)



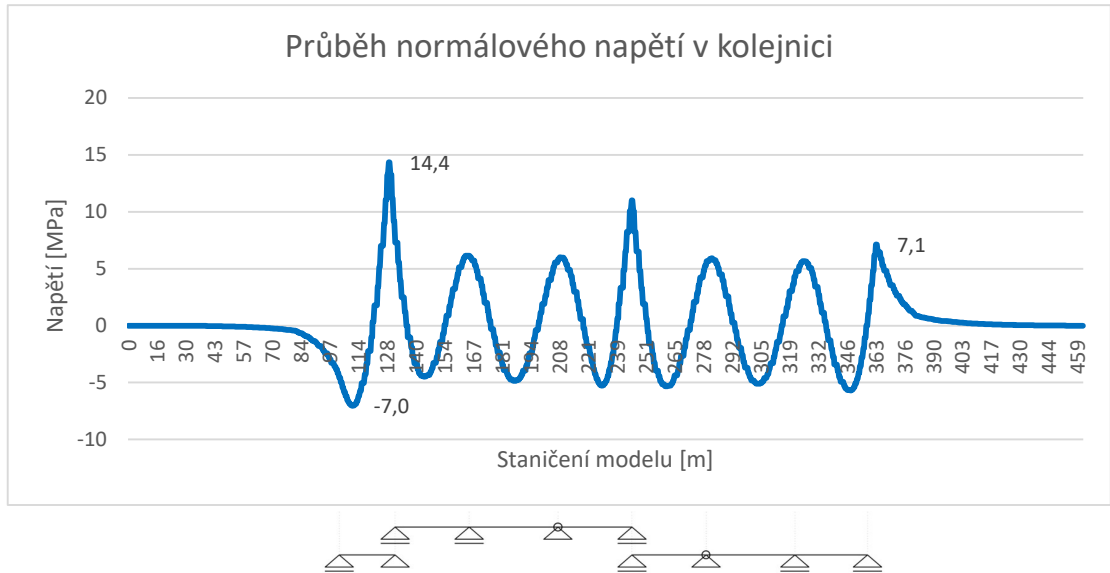
Obr. 55 Průběh podélného posunu NK mostu od brzdných sil zprava, zatížení 300 m (celý most + předpolí), kdy maximální vodorovný posun  $u_x = -5,2$  mm se nachází u pilíře P2 (druhý pilíř zleva)

## 7.3 Výsledky svislého zatížení od dopravy

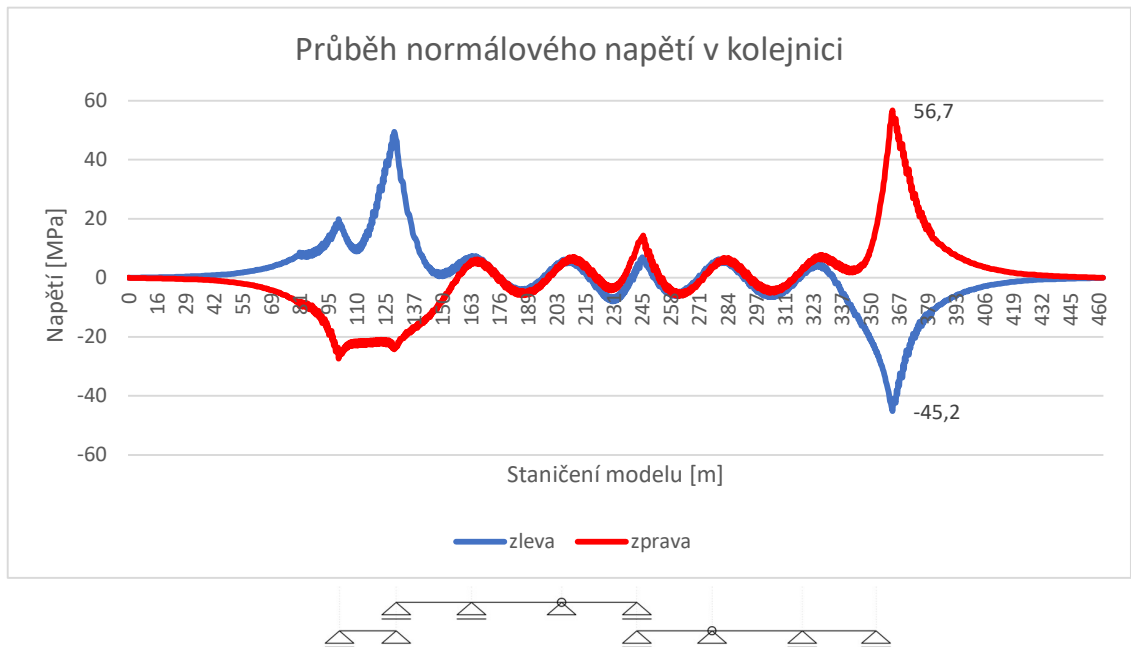
### 7.3.1 Normálové napětí v kolejnici

V rámci domluvy s vedoucím práce byl stav od svislého zatížení od dopravy brán jako rozdíl dvou stavů „brzdných sil a LM71“ a „brzdných sil“. Je evidentní, že most je v průběhu brždění zatížen nejen vodorovným zatížením brzdných sil, ale také svislým

zatížením od brzdícího vozidla, které eliminuje část napětí, které by vzniklo při samostatném zatížení brzdnými nebo rozjezdovými silami. Na následujícím obrázku jsou zobrazeny průběhy normálového napětí v těžišti kolejnic. A těmito průběhy je doložena předcházející hypotéza.



Obr. 56 Průběh normálového napětí v kolejnici od LM71, zatížení 300 m (celý most + předpolí)



Obr. 57 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdících sil a LM71, zatížení 300 m (celý most + předpolí)



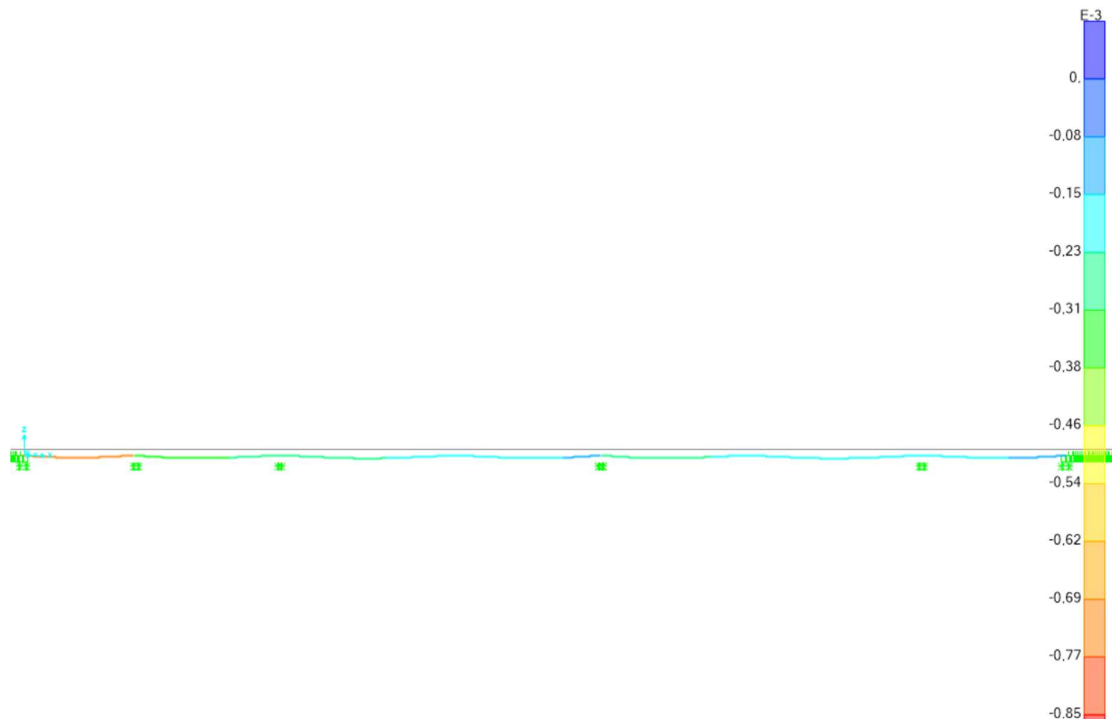
Charakteristická hodnota napětí od normálové síly v kolejnici byla tedy zjištěna výpočtem:

$$\sigma_{\text{glob},N,LM71} = 56,7 - 51,0 = +5,7 \text{ MPa (tah)}$$

Porovnáním čísel 5,7 (z výpočtu) a 7,1 (z průběhu napětí) lze vidět eliminaci +1,4 MPa tahového napětí v kolejnici.

### 7.3.2 Podélný posun horního povrchu NK mostu

Následující obrázky zobrazují ukazují barevně průběh vodorovného podélného posunu  $u_x$  v těžišti nosné konstrukce mostu od svislého zatížení dopravou ve vybraných zatěžovacích stavech. Vysvětlení čtení podélného posunu z těchto obrázků je vysvětleno v podkapitole 8.2.2. V popisku obrázku je vždy napsáno, kde se nachází maximální posun horního povrchu nosné konstrukce mostu a jaká je jeho velikost, toto bohužel není možné z obrázku zjistit.



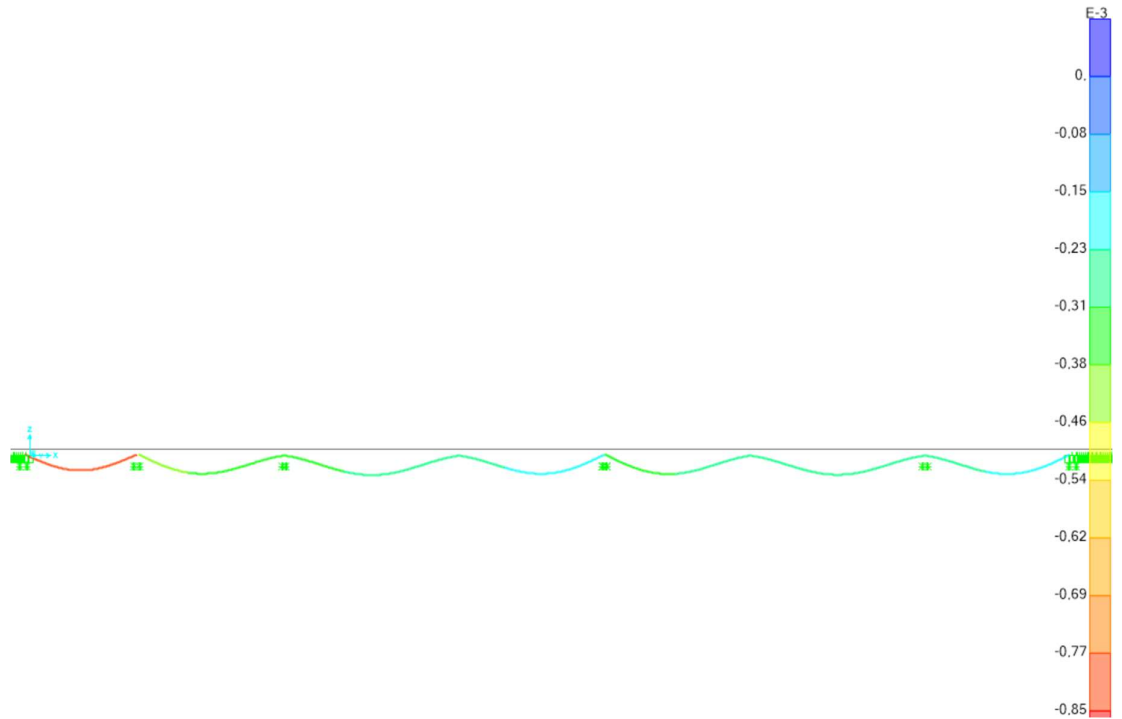
Obr. 58 Průběh podélného posunu NK mostu od svislého zatížení od dopravy, zatížení 300 m (celý most + předpolí), maximální podélný posun horního povrchu NK:  $u_x = -1,2$  mm se nachází u pilíře P2

Od stavu svislého zatížení od dopravy při zatížení 300 m (celý most + předpolí) jsou maximální podélné posuny horního povrchu nosných konstrukcí NK1 až NK3 následující:

NK1:  $\delta_H = -1,2$  mm (u pilíře P2)

NK2:  $\delta_H = -0,7$  mm (u pilíře P4)

NK2:  $\delta_H = -0,7$  mm (u opěry OP2)



Obr. 59 Průběh podélného posunu NK mostu od svislého zatížení od dopravy, zatížení 262,8 m (celý most), maximální podélný posun horního povrchu NK:  $u_x = -1,3$  mm se nachází u pilíře P2

Od stavu svislého zatížení od dopravy při zatížení 262,8 m (celý most) jsou maximální podélné posuny horního povrchu nosných konstrukcí NK1 až NK3 následující:

NK1:  $\delta_H = -1,3$  mm (u pilíře P2)

NK2:  $\delta_H = -0,8$  mm (u pilíře P4)

NK2:  $\delta_H = -0,8$  mm (u opěry OP2)

Tento stav, zatížení 262,8 m (celý most), je tedy pro posuny horního povrchu nosné konstrukce rozhodující.

## 8 Posouzení interakce most – kolej

V této kapitole je provedeno posouzení přídavného namáhání od kombinované odezvy mostu a koleje.

### 8.1 Posouzení napětí v kolejnici

#### 8.1.1 Posouzení podle normy ČSN EN 1991-2 [7]

Dle ČSN EN 1991-2 [7] mají být přídavná namáhání kolejnic na mostě a přilehlé opěře od proměnných zatížení od interakce most – kolej omezena následujícími návrhovými hodnotami:

pro tah: 92 MPa

pro tlak: 72 MPa

Díličí složka napětí	Napětí v kolejnici [MPa]					
		charakteristická	$\gamma_F$	$\phi_2$	návrhová	poznámka
napětí od teplotní změny mostu	$\sigma_K =$	45,6	1,00	-	45,6	
napětí od brzdových a rozjezdových sil	$\sigma_B =$	51,0	1,45	1,00	73,9	
napětí od globálních účinků LM71 osová síla $N_x$	$\sigma_{glob,N,LM71} =$	5,7	1,45	1,00	8,3	
<b>Celkem:</b>	<b><math>\Sigma\sigma =</math></b>	<b>102,3</b>	<b>MPa</b>		<b>127,8</b>	<b>&lt; 92 MPa</b>

Tab. 13 Posouzení přídavného namáhání v kolejnici dle normy ČSN EN 1991-2 [7]

#### **NEVYHOVUJE**

Pomocí standardního posouzení dle normy ČSN EN 1991-2 [7] přídavná namáhání od kombinované odezvy mostu a koleje nevyhovují. Z tohoto důvodu bude dále postupováno podle metody, jež je založena na principech normy ČSN EN 1993-2 [10] (viz nadcházející podkapitola).

### 8.1.2 Posouzení podle metody globálních napětí

Metoda globálních napětí je založena na principech normy ČSN EN 1993-2 [10], kde se suma všech dílčích napětí v kolejnici a posuzuje s návrhovou hodnotou meze kluzu kolejnice.

Dílčí složka napětí	Napětí v kolejnici [MPa]					
		charakteristická	$\gamma_F$	$\phi_2$	návrhová	poznámka
vlastní pnutí od výroby	$\sigma_E =$	100,0	1,00	-	100	dle [7]
napětí od teplotní změny koleje v trati	$\sigma_T =$	133,6	1,00	-	133,6	
napětí od teplotní změny mostu	$\sigma_K =$	45,6	1,00	-	45,6	
napětí od brzdných a rozjezdových sil	$\sigma_B =$	51,0	1,45	1,00	73,9	
napětí od lokálních účinků LM71 na mostě	$\sigma_{lok,LM71} =$	74,5	1,45	1,67	180,5	dle [6]
napětí od globálních účinků LM71 osová síla $N_x$	$\sigma_{glob,N,LM71} =$	5,7	1,45	1,00	8,3	
napětí od globálních účinků LM71 ohyb. moment $M_y$	$\sigma_{glob,M,LM71} =$	-5,4	1,45	1,00	-7,8	dle [6]
<b>Celkem:</b>	<b><math>\Sigma\sigma =</math></b>	<b>405,0</b>	<b>MPa</b>		<b>534,0</b>	<b><math>&lt; f_{y,d} = 528 \text{ MPa}</math></b>

Tab. 14 Posouzení napětí v kolejnici metodou globálních napětí

$$\Sigma\sigma = 534,0 \text{ MPa} \approx 528 \text{ MPa} = f_{y,d}$$

NEVYHOVUJE

S uvážením nejistot vstupních parametrů při tvorbě numerického modelu lze považovat 1% překročení namáhání jako VYHOVUJÍCÍ.

## 8.2 Posouzení podélného posunu NK mostu

### 8.2.1 Posouzení podélného posunu mostu od brzdných a rozjezdových sil

Podélná deformace nosné konstrukce mostu od účinků brzdných a rozjezdových sil:

$$\text{NK1: } \delta_B = 1,9 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} = \delta_{B,\text{lim}}$$

$$\text{NK2: } \delta_B = 5,2 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} = \delta_{B,\text{lim}}$$

$$\text{NK3: } \delta_B = 5,3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} = \delta_{B,\text{lim}}$$

NEVYHOVUJE

S ohledem na minimální vliv těchto deformací vůči bezpečnosti a také vzhledem k rezervě, kterou norma ČSN EN 1991-2 [7] udává, můžeme označit tyto deformace jako **VYHOVUJÍCÍ**.

### 8.2.2 Posouzení podélného posunu mostu od svislého zatížení dopravou

Podélný posun horního povrchu nosné konstrukce mostu při svislém zatížení dopravou (hodnoty deformací jsou napsány v absolutní hodnotě):

$$\text{NK1: } \delta_H = 1,3 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} = \delta_{H,\text{lim}}$$

$$\text{NK2: } \delta_H = 0,8 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} = \delta_{H,\text{lim}}$$

$$\text{NK3: } \delta_H = 0,8 \text{ mm} \leq 8 \text{ mm} = \delta_{H,\text{lim}}$$

**VYHOVUJE**

Jsou splněny požadavky na velikost podélného posunu horního povrchu nosné konstrukce mostu od svislého zatížení dopravou dle normy ČSN EN 1991-2 [7].

## 9 Závěr

Posouzení přídatných namáhání mostu od kombinované odezvy mostu a koleje podle normy ČSN EN 1991-2 [7] nevyhovělo. Z toho důvodu byl proveden posudek dle metody globálních namáhání dle principu normy ČSN EN 1993-2 [10], tento posudek také nevyhověl. Ale s uvažováním nejistot vstupních parametrů při tvorbě modelu bylo 1% překročení namáhání označeno jako vyhovující. Také podélný posun NK mostu od brzdových a rozjezdových sil nevyhověl mezní deformaci dle normy [7]. Nicméně i toto překročení deformace bylo označeno jako vyhovující z důvodu minimálního vlivu těchto deformací na bezpečnost provozu a z důvodu rezervy, kterou tato norma udává. Podélný posun horního povrchu nosné konstrukce mostu při svislém zatížení dopravou vyhověl dle normy ČSN EN 1991-2 [7]. Závěrem je tedy kladné posouzení mostu na interakci bezstykové koleje a mostu.

## SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY A ZDROJŮ

- [1] PLÁŠEK, Otto; ZVĚŘINA, Pavel; SVOBODA, Richard; LANGER, Vojtěch. Železniční stavby, Modul 6, Bezстыková kolej. Brno: VUT Brno, 2006
- [2] SUDOP PRAHA. Modernizace trati Veselí nad Lužnicí-Tábor-II. část, úsek Veselí nad Lužnicí-Doubí u Tábora, 2. etapa Soběslav – Doubí. SO 52-20-03 Most v km 67,130. TECHNICKÁ ZPRÁVA. 2018
- [3] AUTOR NEUVEDEN. koridory.cz [online]. 27.12.2021 [cit. 10.5.2022]. Dostupný na WWW: <https://www.koridory.cz/plan-postupu-praci-sobeslav-doubi-na-rok-2022/>
- [4] SUDOP PRAHA. Modernizace trati Veselí nad Lužnicí-Tábor-II. část, úsek Veselí nad Lužnicí-Doubí u Tábora, 2. etapa Soběslav – Doubí. SO 52-20-03 Most v km 67,130. Výkresová dokumentace. 2018
- [5] FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT. Schéma rozmístění měřicí techniky. 2022
- [6] SUDOP PRAHA. Modernizace trati Veselí nad Lužnicí-Tábor-II. část, úsek Veselí nad Lužnicí-Doubí u Tábora, 2. etapa Soběslav – Doubí. SO 52-20-03 Most v km 67,130. STATICKÝ VÝPOČET POSOUZENÍ BK NA MOSTĚ. 2018
- [7] ČSN EN 1991-2 ed. 2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 2 Zatížení mostů dopravou. ČNI, 2005
- [8] LESZKO, Bořivoj. Mosty na železniční trati Veselí nad Lužnicí – Doubí u Tábora [online]. 29.6.2021 [cit. 9.5.2022]. Dostupný na WWW: <https://silnice-zeleznice.cz/zeleznicni-infrastruktura/mosty-na-zeleznicni-trati-veseli-nad-luznici-doubi-u-tabora-519>
- [9] AUTOR NEUVEDEN. Facebook: Správa železnic [online]. 4.1.2021 [cit. 9.5.2022]. Dostupný na WWW: <https://www.facebook.com/Spravazeleznic/photos/a.2510317649098391/2510302375766585>
- [10] ČSN EN 1993-2: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí: Část 2 Ocelové mosty. ČNI, 2008
- [11] SUDOP PRAHA. Modernizace trati Veselí nad Lužnicí-Tábor-II. část, úsek Veselí nad Lužnicí-Doubí u Tábora, 2. etapa Soběslav – Doubí. SO 52-20-03 Most v km 67,130. PODKLADY PRO ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKU. 2018
- [12] ČSN EN 1991-1-5: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí: Část 1-5 Obecná zatížení – Zatížení teplotou. ČNI, 2005

## SEZNAM OBRÁZKŮ

- Obr. 1 Elementární díl prutu
- Obr. 2 Průběh normálové síly po délce bezстыkové koleje
- Obr. 3 Průběh osových sil a napětí [sic] na dýchajícím konci [1]
- Obr. 4 Vybočení kolejového roštu ve svislé rovině [1]
- Obr. 5 Tvary vybočení bezстыkové koleje ve vodorovné rovině [1]
- Obr. 6 Průběh svislého zatlačení koleje pod jedoucím vlakem [1]
- Obr. 7 Typický průběh příčného odporu v závislosti na příčné výchylce koleje [1]
- Obr. 8 Změna podélné smykové síly s podélným posunutím koleje pro jednu kolej [7]
- Obr. 9 Příklad modelu systému most/kolej [7]
- Obr. 10 Fotka mostu přes Kamenný rybník, prosinec 2021 [9]
- Obr. 11 Územní podmínky (situace přístupových tras) [2]
- Obr. 12 Statické schéma mostní konstrukce [2]
- Obr. 13 Půdorys mostu [4]
- Obr. 14 Pohled zprava na most [4]
- Obr. 15 Vzorový příčný řez v poli [4]
- Obr. 16 Schéma rozmístění ložisek [4]
- Obr. 17 Nově vybudovaná trasa [3]
- Obr. 18 Výpočetní prutový model (462,8 m)
- Obr. 19 Výpočetní prutový model (most)
- Obr. 20 Výpočetní prutový model (oblast opěry na České Budějovice)
- Obr. 21 Rendrovaný pohled na NK1 v modelu
- Obr. 22 Rendrovaný pohled na most v modelu – jednotlivé barvy znázorňují změny průřezu
- Obr. 23 Průřez dvou kolejnic 60 E 1 na sraz k sobě pro modely pro SZZ,  $A_1 = 7650 \text{ mm}^2$
- Obr. 24 Průřez dvou kolejnic 60 E 1 se srovnáním výškovým ojetím 12 mm na sraz k sobě pro modely k posouzení interakce most-kolej,  $A_1 = 7000 \text{ mm}^2$
- Obr. 25 Růžový průřez nosné konstrukce (příklad průřezu 1)
- Obr. 26 Šedivý průřez nosné konstrukce (příklad průřezu 2)
- Obr. 27 Svislá tuhost linku kolejového lože na mostě
- Obr. 28 Svislá tuhost linku kolejového lože v širé trati
- Obr. 29 Vodorovná tuhost linku kolejového lože v nezatížené části koleje
- Obr. 30 Vodorovná tuhost linku kolejového lože v zatížené části koleje
- Obr. 31 Model zatížení 71 [7]
- Obr. 32 Schéma rozmístění měřicí techniky [5]
- Obr. 33 Zatěžovací sestava pro kolej 1 [11]
- Obr. 34 Zatěžovací sestava pro kolej 2 [11]
- Obr. 35 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-1
- Obr. 36 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-2
- Obr. 37 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-3
- Obr. 38 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-4
- Obr. 39 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-5
- Obr. 40 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-6
- Obr. 41 Průběh normálového napětí v kolejnicích od SZZ-7
- Obr. 42 Průběh podélných posunů kolejnic v koleji 2 po délce NK mostu od OP1 do OP2 (261,8 m), SZZ-1 až SZZ-7
- Obr. 43 Průběh podélných posunů NK po délce NK mostu od OP1 do OP2 (261,8 m), SZZ-1 až SZZ-7
- Obr. 44 Průběh relativních podélných posunů (posun kolej – posun NK) po délce NK mostu od OP1 do OP2 (261,8 m), SZZ-1 až SZZ-7
- Obr. 45 Průběh normálového napětí v kolejnici od změny teploty NK  $\Delta T_k = +32,5 \text{ }^\circ\text{C}$
- Obr. 46 Průběh normálového napětí v kolejnici od změny teploty NK  $\Delta T_k = -42,5 \text{ }^\circ\text{C}$
- Obr. 47 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 300 m (celý most + předpolí)



Obr. 48 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 262,8 m (celý most)  
 Obr. 49 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 300 m (most + pravé předpolí)  
 Obr. 50 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 127,4 m (NK3 + 10 m předpolí)  
 Obr. 51 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil, zatížení 137,4 m (NK3 + 20 m předpolí)  
 Obr. 52 Průběh podélného posunu NK mostu od brzdných sil zleva, zatížení 262,8 m (celý most), kdy maximální vodorovný posun  $u_x = 5,3$  mm se nachází u pilíře P6 (krajní pilíř vpravo)  
 Obr. 53 Průběh podélného posunu NK mostu od brzdných sil zprava, zatížení 262,8 m (celý most), kdy maximální vodorovný posun  $u_x = -5,3$  mm se nachází u pilíře P2 (druhý pilíř zleva)  
 Obr. 54 Průběh podélného posunu NK mostu od brzdných sil zleva, zatížení 300 m (celý most + předpolí), kdy maximální vodorovný posun  $u_x = 5,2$  mm se nachází u pilíře P2 (druhý pilíř zleva)  
 Obr. 55 Průběh podélného posunu NK mostu od brzdných sil zprava, zatížení 300 m (celý most + předpolí), kdy maximální vodorovný posun  $u_x = -5,2$  mm se nachází u pilíře P2 (druhý pilíř zleva)  
 Obr. 56 Průběh normálového napětí v kolejnici od LM71, zatížení 300 m (celý most + předpolí)  
 Obr. 57 Průběh normálového napětí v kolejnici od brzdných sil a LM71, zatížení 300 m (celý most + předpolí)  
 Obr. 58 Průběh podélného posunu NK mostu od svislého zatížení od dopravy, zatížení 300 m (celý most + předpolí), maximální podélný posun horního povrchu NK:  $u_x = -1,2$  mm se nachází u pilíře P2  
 Obr. 59 Průběh podélného posunu NK mostu od svislého zatížení od dopravy, zatížení 262,8 m (celý most), maximální podélný posun horního povrchu NK:  $u_x = -1,3$  mm se nachází u pilíře P2

## SEZNAM TABULEK

Tab. 1 Vlastnosti nelineárních pružin v místech pevných ložisek  
 Tab. 2 Teplotní změna mostní konstrukce od okamžiku zhotovení BK  
 Tab. 3 Přehled ZS pro stanovení přírůstku napětí v kolejnici  
 Tab. 4 Přehled ZS pro stanovení celkového napětí v kolejnici  
 Tab. 5 Napětí kolejnic v koleji 2, SZZ-1 až SZZ-4  
 Tab. 6 Napětí kolejnic v koleji 2, SZZ-5 až SZZ-7  
 Tab. 7 Tabulka podélných posunů kolejnic v koleji 2 v místě umístění snímačů dráhy, SZZ-1 až SZZ-7  
 Tab. 8 Tabulka podélných posunů NK v místě umístění snímačů dráhy, SZZ-1 až SZZ-7  
 Tab. 9 Tabulka relativních podélných posunů (posun kolej – posun NK) v místě umístění snímačů dráhy, SZZ-1 až SZZ-7  
 Tab. 10 Tabulka podélných posunů kolejnic v koleji 2 v místě ložisek a středů polí, SZZ-1 až SZZ-7  
 Tab. 11 Tabulka podélných posunů NK v místě ložisek a středů polí, SZZ-1 až SZZ-7  
 Tab. 12 Tabulka relativních podélných posunů (posun kolej – posun NK) v místě ložisek a středů polí, SZZ-1 až SZZ-7  
 Tab. 13 Posouzení přidavného namáhání v kolejnici dle normy ČSN EN 1991-2 [7]  
 Tab. 14 Posouzení napětí v kolejnici metodou globálních napětí