

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ  
FAKULTA STAVEBNÍ**  
Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí



**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**  
Možnosti uplatnění systému DFF300 pro  
mosty s bezstykovou kolejí

**Jakub Stejskal**  
**2018**

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



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Stejskal

Jméno: Jakub

Osobní číslo: 438440

Zadávací katedra: K134

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Možnosti uplatnění systému DFF300 pro mosty s bezстыkovou kolejí

Název bakalářské práce anglicky: The application of the DFF300 for the bridges with the CWR

Pokyny pro vypracování:

Provést rešerši systémů přímého upevnění na mostech s bezстыkovou kolejí a omezení s ohledem na rozpětí mostu. Zpracovat parametrickou studii - numerickou analýzu, která pro různé typy mostů a různá rozpětí stanoví mezní dilatující délky pro použití systému DFF300 tak, aby byla splněna kritéria pro použití bezстыkové koleje.

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: 20.2.2018

Termín odevzdání bakalářské práce: 27.5.2018

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

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 nutně 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 tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího doc. Ing. Pavla Ryjáčka, Ph.D.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

V Praze dne 27.5.2018

.....

Jakub Stejskal

## Poděkování

Chtěl bych poděkovat svému vedoucímu bakalářské práce doc. Ing. Pavlovi Ryjáčkovi, Ph.D. za odborné vedení, za čas strávený při konzultacích a rady při zpracování této práce.

**Možnosti uplatnění systému DFF300 pro  
mosty s bezстыkovou kolejí**

**The application of the DFF300 for the  
bridges with CWR**

## Abstrakt:

Obsahem této práce je shrnutí poznatků kombinované odezvy koleje a mostu a vytvoření modelu mostu s přímým upevněním DFF300 v programu SCIA Engineer. Cílem práce je tento most posoudit z hlediska kombinované odezvy mostu a koleje a provést parametrickou studii stejného typu mostu.

## Klíčová slova:

*bezстыková kolej, BK, interakce, kolej-most, kombinovaná odezva, přímé upevnění, DFF300*

## Abstract:

The content of this thesis is a summary of the interaction between track and bridge and the creation of a bridge model with the DFF300 fastening system in the SCIA Engineer. The aim of this thesis is to evaluate the interaction between track and bridge and model a parametric study of the same type of bridge.

## Keywords:

*continuously welded rail, CWR, interaction, track-bridge, direct fastening, DFF300*

## Obsah

1	Úvod .....	5
2	Současný stav problematiky .....	6
2.1	Historie používání bezстыkové koleje .....	6
2.2	Bezстыková kolej v širé trati .....	7
2.3	Bezстыková kolej a její uložení na mostě .....	9
2.4	Parametry ovlivňující interakci mostu a bezстыkové koleje .....	10
2.4.1	Geometrické uspořádání mostu a koleje .....	11
2.4.2	Kolejnice .....	11
2.4.3	Způsob uložení koleje na mostě .....	11
2.4.4	Upínací teplota .....	17
2.4.5	Proměnnost teploty v kolejnici po její délce .....	17
2.4.6	Změna teploty mostu .....	17
2.4.7	Zatížení vlivem brzdných a rozjezdových sil .....	18
2.4.8	Tuhost spodní stavby .....	18
2.4.9	Mostní závěry .....	19
2.4.10	Nadzdvížení koleje v důsledku natočení nosné konstrukce ..	19
2.4.11	Deformace nosné konstrukce v důsledku zatížení mostu .....	20
2.4.12	Redukce míry interakce BK a mostu .....	21
2.5	Princip výpočetního modelu .....	21
3	Posouzení mostu .....	23
3.1	Popis mostní konstrukce .....	23
3.2	Popis výpočetního modelu .....	25
3.3	Použité parametry .....	26
3.3.1	Širá trať .....	26
3.3.2	Přímé upevnění DFF 300 .....	27
3.3.3	Pevné ložisko .....	29
3.3.4	Tuhost spodní stavby .....	29
3.3.5	Změny teploty mostní konstrukce .....	35
3.4	Výsledky základního modelu .....	36
3.4.1	Přehled zatěžovacích stavů od dopravy .....	36

3.4.2	Výsledky od zatížení teplotou.....	38
3.4.3	Výsledky od zatížení dopravou .....	38
3.4.4	Kombinace zatěžovacích stavů .....	43
3.4.5	Deformace konstrukce .....	45
4	Parametrická studie.....	48
4.1	Modely o třech polích.....	48
4.1.1	Model 2 – most o třech polích: 36 m – 36 m – 36 m.....	48
4.1.2	Model 3 – most o třech polích: 40 m – 40 m – 40 m.....	54
4.1.3	Model 4 – most o třech polích: 45 m – 45 m – 45 m.....	59
4.2	Modely o jednom poli.....	64
4.2.1	Model 11 – most o rozpětí 45 m.....	66
4.2.2	Model 12 – most o rozpětí 55 m.....	69
5	Závěr.....	72
6	Normy a literatura.....	73



## 1 Úvod

V minulém století se na železničních tratích začala používat tzv. bezстыková kolej (BK). Kolejnice jsou svařovány do kolejnicových pásů dosahujících délky až několika kilometrů. Mezi hlavní přednosti BK patří zvýšení komfortu cestujících, zvýšení traťových rychlostí, nízká hlučnost jízdy, snížení nákladů na údržbu trati a železničních vozidel. Záporem BK je znemožnění dilatace v důsledku svaření kolejnic.

Použití BK na mostech má také své klady i zápory. BK je výhodná zejména kvůli plynulé jízdě bez dynamických rázů, které způsobovaly kolejnicové styky. Problémy ale přináší vznik přídavných napětí od spolupůsobení mostu a koleje. Jde o účinek teplotních změn a dopravy na mostě. V současné době probíhá řada výzkumů zabývajících se chováním BK na mostě a určující parametry chování pomocí experimentů.

Obsahem této práce je shrnutí poznatků chování BK na mostě a následné vytvoření modelu v programu SCIA Engineer. Jako typ konstrukce byl nakonec vybrán konkrétní železniční most v ev.km 344,001 na trati Lysá nad Labem – Mělník. Cílem práce je tento most posoudit z hlediska kombinované odezvy mostu a koleje. Následně budou získány i výsledky pro další rozpětí tohoto typu konstrukce.

## 2 Současný stav problematiky

### 2.1 Historie používání bezстыkové koleje

Kolejnicový styk byl již od počátku největší slabinou konstrukce železničního svršku. Kolejnice dosahovala délky do 25 m. Tyto kusy byly stykovány spojkami, které měly výrazně nižší únosnost než kolejnice, a proto docházelo k poklesu kolejnice v místě spojky. Dilatační mezera mezi kolejnicemi způsobovala značné dynamické účinky, což vyvolávalo poklesy stykových pražců a trvalou deformaci kolejnic. To vyžadovalo častou údržbu a opravy nejen tratě, ale hlavně železničních vozidel. Z důvodů dynamických účinků došlo k zákazu používání kolejnicových styků na mostech.

Konstrukce styku procházela v průběhu let vývojem. Přecházelo se od převislého styku k podporovanému a zpět. S růstem kvality oceli se zvyšovala i kvalita spojek a spojkových šroubů. Žádné z těchto vylepšení ale nezměnilo fakt, že byl kolejnicový styk stále největší slabinou.

Postupně se počet styků snižoval prodloužením kolejnic až na 70 m. Zkušenosti s prodlužováním kolejnic ukázaly, že kolejnice dobře upnuta na pražec přestává volně dilatovat a důsledkem je vznik napětí v kolejnici. Rozvoj svařovací techniky umožnil prodlužování kolejnic. První experimentální pokusy byly provedeny v Německu. V letech 1924-1925 byly položeny dva úseky o délce 108 a 321 m a v roce 1935 dva úseky délky 1000 m. [1]

V roce 1954 byl zřízen první úsek bezстыkové koleje u nás. Na trati Nepomuk – Pačejov vznikl úsek o délce 1275 m a na trati Cheb – Chomutov úsek dlouhý 4,5 km. O teoretický podklad a velký přínos pro rychlý rozvoj bezстыkové koleje u nás se zasloužil zejména prof. Ing. Dr. Josef Vaverka DrSc. Rozvoj bezстыkové koleje byl podpořen rozvojem svařovací techniky, změnami průřezů kolejnic a jejich upevnění k pražcům a zavádění betonových pražců. [1]

V roce 1957 bylo zahájeno svařování výhybek, což umožnilo dosahovat větších délek BK. Tendence zřizování nekonečných pásů BK zatím není reálná z důvodu nevhodných směrových poměrů na některých tratích a mostních konstrukcích. Vývoj BK u nás je znázorněn v Tab. 1.

Rok	Celková délka BK [km]	Počet svařených výhybek	Rok	Celková délka BK [km]	Počet svařených výhybek
1954	5,8		1961	3102,0	2004
1955	72,4		1962	3819,0	2614
1956	220,4		...		
1957	374,1	33	1969	6762,0	6868
1958	641,2	180	1970	6933,0	7380
1959	1281,5	648	1971	7179,0	7835
1960	2173,0	1253	1972	7311,0	8018

Tab. 1 Vývoj bezстыkové koleje na tartích ČSD [1]

Zřizování BK přineslo značné úspory nákladů na údržbu železničního svršku z důvodu vymizení podbíjení styků, dotahování upevňovadel na stycích, směrových oprav styků, výměna spojek a dalších prací. Další výraznou úsporou bylo snížení opotřebení vozidel a s tím spojené náklady na opravy vozidel, prodloužení životnosti železničního svršku, pomalejší rozpad geometrické polohy koleje, snížení jízdních odporů a zlepšení komfortu jízdy cestujících.

## 2.2 Bezстыková kolej v širé trati

Se zřizováním BK je spojeno také spousta problémů, které je třeba znát a řešit zejména při návrhu a zřizování BK. Základní organizační, technické a technologické podmínky pro zřizování a udržování bezстыkové koleje a pro svařování výhybek a jejich udržování shrnuje předpis SŽDC S3/2 Bezстыková kolej [2].

Vlivem teploty mění kolejnice svoji délku, pokud jí není bráněno v dilatačním posunu. I ve stykované koleji je posunu částečně bráněno odporem pražců v kolejovém loži a tuhosti upevnění kolejnice na pražcích. Podélný odpor se vzdáleností od začátku/konce koleje roste. Pokud je kolejnice dostatečně dlouhá, od určité vzdálenosti je odpor konstantní, viz Obr. 1. V takovém případě střední část kolejnice nedilatuje a posuny vznikají pouze v dýchajících koncích.



Obr. 1 Průběh vnitřní normálové síly v BK

Pokud dojde ke změně teploty kolejnice, pak se tato změna projeví změnou napětí v kolejnici, protože je zabráněno její dilataci. Při kladné změně teploty vzniká tlaková síla, která je nebezpečná pro možnost vybočení koleje – ztráta stability. Pokud teplota klesne, pak v kolejnici vznikne tahová síla, která může způsobit až lom kolejnice. Aby k těmto problémům nedocházelo, musí být kolejnicové pásy upnuty při dovolené upínací teplotě.

Protože je ve střední části BK bráněno posunům kolejnic, pak se projevuje změna teploty změnou normálové síly v kolejnici. Závislost těchto dvou veličin je přímo úměrná a lze vyjádřit rovnicí:

$$N_x = -E * A_R * \alpha * \Delta T \quad (1)$$

kde:  $N_x$  je normálová síla v BK [kN]

$E$  je modul pružnosti kolejnicové oceli [kN/m<sup>2</sup>]

$A_R$  je průřezová plocha dvou kolejnic [m<sup>2</sup>]

$\alpha$  je součinitel tepelné roztažnosti kolejnic [K<sup>-1</sup>]

$\Delta T$  je teplotní rozdíl aktuální a upínací teploty kolejnice [K]

Na koncích BK, tedy v úsecích dýchajících konců, už normálová síla není konstantní. Síla je změněna o aktivovaný podélný odpor koleje proti posunutí a spojitě podélné zatížení brzdými nebo rozjezdovými silami:

$$N_x = E * A * \left( \frac{du}{dx} - \alpha * \Delta T \right) \quad (2)$$

kde:  $u(x)$  je funkce podélného posunutí koleje (kolejového roštu nebo kolejnic) [m]

Změna osově síly vyvolaná podélným odporem koleje proti posunutí a spojitým podélným zatížením brzdnými nebo rozjezdovými silami lze vyjádřit rovnicí:

$$\frac{dN}{dx} = r_x - q_x \quad (3)$$

kde:  $r_x$  je podélný odpor proti posunutí kolejnice [kN/m]

$q_x$  je spojitě podélné zatížení brzdnými nebo rozjezdovými silami [kN/m]

K posunu koleje a tělesa železničního spodku může docházet nejen v dýchající části, ale i ve střední části BK. To je způsobeno vnějším zatížením od brždění a rozjezdu. Závislost podélného odporu a podélného posunu kolejnice je obecně nelineární funkce, která nelineárně roste až do dosažení tzv. plastického odporu. Pro bezpečný přístup lze funkci zjednodušit na funkci lineární:

$$r_x = k * u \quad (4)$$

kde:  $k$  je konstanta vyjadřující tuhost kolejového lože a závislost mezi posunutím koleje a podélným odporem na zemním tělese [kN/m<sup>2</sup>]

$u$  je podélné posunutí koleje [m]

Z předchozích základních rovnic lze odvodit základní vztah pro kolej v širé trati:

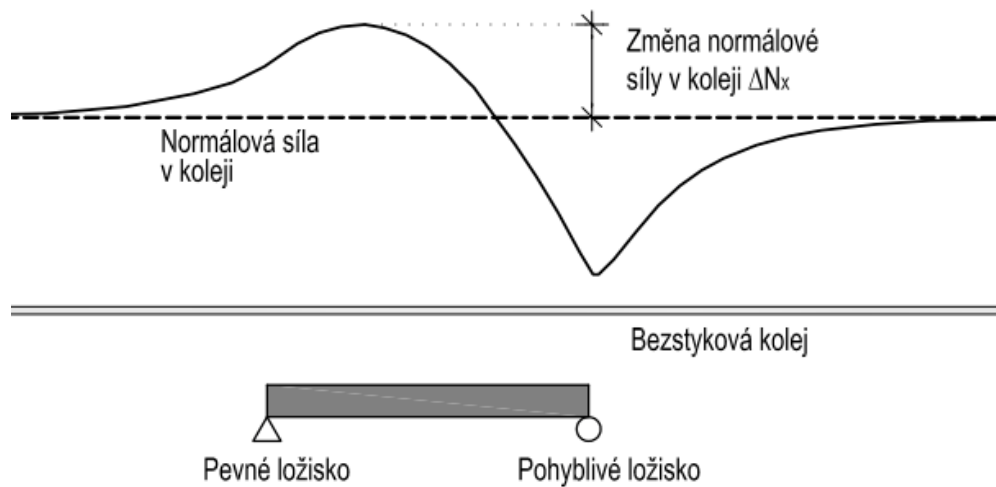
$$-E * A * \frac{d^2u}{dx^2} + k * u = q_x \quad (5)$$

### 2.3 Bezстыková kolej a její uložení na mostě

Při vedení bezстыkové koleje přes most se musí uvažovat ovlivňování chování BK mostem. Střední část BK v širé trati vlivem teploty nemění svou délku a i posun vůči tělesu železničního spodku je nulový. To však přestává platit při vedení BK přes most.

Dilatace mostu je lineárně závislá na změně teploty. Pokud bychom tedy uvažovali relativní posun kolej-most roven nule, znamenalo by to, že i kolejnice mění svou délku v závislosti na změně teploty. Stejně jako v širé trati je i na mostě mezi kolejí a mostem podélný odpor. Podélný odpor je zásadní parametr ovlivňující chování koleje a mostu. Vlivem podélného odporu dochází k relativnímu posunu kolej-most a podle velikosti odporu a teplotní změny vzniká v koleji přídatné napětí, viz Obr. 2.

Vzájemné posuny a ovlivnění sil v mostu a koleji se nazývá „Kombinovaná odezva mostní konstrukce a koleje.“ [3]



Obr. 2 Schéma změny průběhu normálové síly  $N_x$  v kolejnici v důsledku spolupůsobení mostní konstrukce a koleje [3]

Velikost silového ovlivňování je závislá také na konstrukčním uspořádání mostu (rámová konstrukce, trémová konstrukce apod.), na statickém uspořádání (uspořádání dilatačních celků a poloha pevných ložisek), typu a umístění mostovky, způsobu uložení koleje a zda je BK nepřerušená nebo přerušena před a za mostem kolejovým dilatačním zařízením.

Kromě teploty má rozhodující vliv další vnější zatížení – doprava na mostě. V první řadě jsou to brzděné a rozjezdové síly, ale také samotná vlastní váha dopravy. Ta způsobuje deformaci mostní konstrukce, což se může významně projevit i na napětí v koleji.

Kolej může být uložena na mostě více způsoby. To zásadně ovlivňuje celkovou odezvu mostní konstrukce a koleje. Jednotlivé způsoby se liší tuhostí, hlučností, stavební výškou, tlumením dynamických účinků dopravy, stálostí geometrické polohy koleje (GPK), možností úpravy GPK, technologickou náročností výstavby a další. Rozeznáváme tyto způsoby uložení koleje na mostech: [4]

- Kolej v kolejovém loži
- Pevná jízdní dráha
- Přímé upevnění koleje
- Uložení koleje na mostnicích
- Kontinuálně podepřená kolejnice

Jednotlivé způsoby uložení budou řešeny v kapitole 2.4

## 2.4 Parametry ovlivňující interakci mostu a bezстыkové koleje

Parametrů ovlivňujících tuto problematiku je velká spousta. Po prozkoumání celého problému se dá říci, že interakci ovlivňuje téměř vše co se týká

mostního objektu a přilehlé železniční tratě. Některé části mostu/tratě zcela zásadně, jiné pouze okrajově. Protože závisí na spoustě parametrech, je důležité provést posudek hned v rané fázi projektu, aby byla ověřena dispozice a typ mostní konstrukce. Základní návrhová kritéria jsou uvedena v normě ČSN EN 1991-2. [5]

## **2.4.1 Geometrické uspořádání mostu a koleje**

### *2.4.1.1 Uspořádání mostních polí a ložisek*

Interakční chování ovlivňuje konstrukční řešení mostu. Chování lze velmi ovlivnit správným návrhem uspořádání mostních polí. Rozdílné výsledky získáme pokud se most bude skládat z několika prostých polí nebo ze spojitého nosníku. Dalším parametrem je rozmístění a typ ložisek. Nejhorší případ je kdy jsou u sebe dvě posuvná ložiska a most tak dilatuje proti sobě. V tomto místě budou zcela jistě vznikat výrazné extrémní napětí.

### *2.4.1.2 Poloha mostovky a výška nosné konstrukce*

Horní mostovka je z hlediska interakčního chování nejnepříznivější řešení. Vzájemná výšková poloha ložisek, nosné konstrukce a mostu výrazně ovlivňuje velikost napětí v kolejnici. Vzniklé posuny závislé na tomto parametru řešeny v kapitolách 2.4.10 a 2.4.11.

### *2.4.1.3 Směrové oblouky*

V koleji ve směrovém oblouku vzniká příčné zatížení od účinku dopravy a také od změny teploty. Při oteplení tak hrozí vybočení koleje dříve, než u koleje v přímé. Příčný odpor je možné zvýšit použitím pražcových kotev.

## **2.4.2 Kolejnice**

Velikost napětí je závislá na použité kolejnici. Dnes je nejpoužívanější kolejnice 60 E1. Pro interakci je vhodnější volit větší kolejnice. Při posouzení se musí uvažovat s ojetím kolejnice. Zmenšení průřezu kolejnice znamená nárůst napětí. Předpis S3 [6] udává průřezové charakteristiky pro různé ojetí kolejnic a maximální srovnané výškové ojetí.

Přírůstky napětí v kolejnici od kombinované odezvy koleje a mostu jsou v [5] omezeny:

- Tah 92 MPa
- Tlak 72 MPa v kolejovém loži, 92 MPa pro přímé upevnění

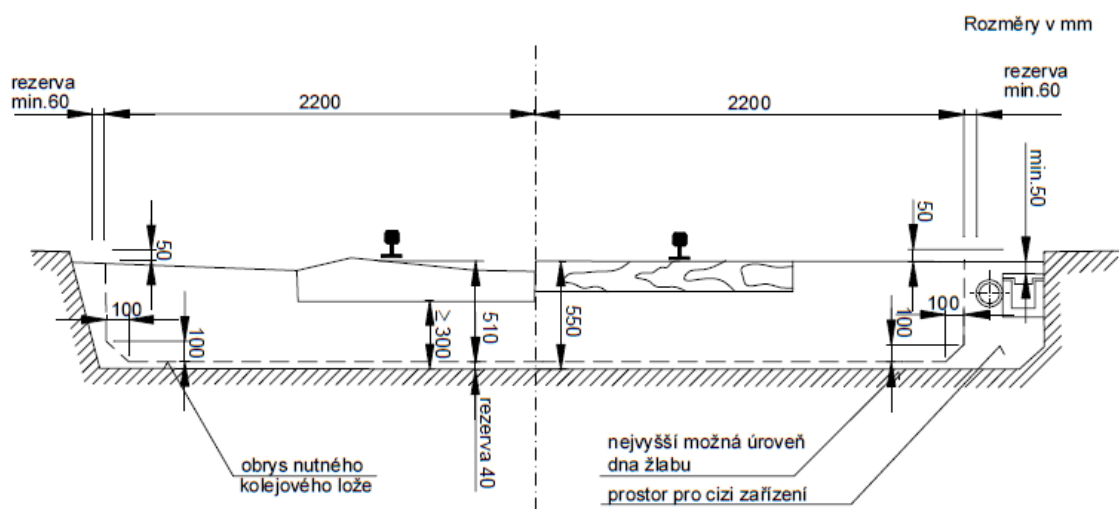
## **2.4.3 Způsob uložení koleje na mostě**

Interakci koleje a mostu zásadně ovlivňuje způsob uložení koleje na mostě. Parametrem pro zahrnutí do výpočetního modelu je tuhost a hodnota plastického odporu, pokud daný způsob uložení koleje plastickou deformaci

umožňuje. Značný rozdíl může být ve stavební výšce jednotlivých způsobů nebo umístění mostovky, což ovlivní chování řešené dále v kapitole 2.4.10.

### 2.4.3.1 Kolej v kolejovém loži na mostě

V současné době se jedná o nejpoužívanější typ uložení koleje u nás. Mostní konstrukce s kolejovým ložem se vykazuje výrazně vyšší hmotností z důvodu velké hmotnosti kolejového lože. Vysoká hmotnost má příznivý vliv na dynamické vlastnosti konstrukce. Kolejové lože umožňuje rektifikaci koleje a průjezd čističky kolejového lože. Z důvodu plynulého přechodu z širé tratě na konstrukci mostu je zajištěn vysoký komfort jízdy. Mostovka může být provedena jako dolní, mezilehlá i horní a ve všech materiálových variantách.



Obr. 3 Uspořádání uzavřeného kolejové lože ve žlabu [6]

Kolejové lože může být otevřené, polootevřené a uzavřené. Z hlediska příčné tuhosti je nejvýhodnější uzavřené kolejové lože, ale ostatním typům uložení má i tak výrazně nižší příčnou tuhost, takže při vysokých teplotách může hrozit vybočení koleje. Kolejové lože vykazuje nižší podélnou tuhost, což je z hlediska kombinované odezvy výhoda.

Tuhost je závislá i na teplotě, což dokazují německé podklady [7], které udávají tuhost zmrzlého kolejového lože za stejnou jako tuhost přímého upevnění, viz Obr. 4. Zamrznutí kolejového lože zajistí dostatečnou tuhost kameniva a počítá se pouze s tuhostí upevnění kolejnice na pražci. Další srovnatelné hodnoty jsou v evropském předpisu [8], který při posunu 2 mm udává hodnoty plastického odporu:

- |                                    |                      |         |
|------------------------------------|----------------------|---------|
| - kolejové lože středně udržované, | nezatížené           | 12 kN/m |
| - kolejové lože dobře udržované,   | nezatížené           | 20 kN/m |
| - kolejové lože,                   | zatížené nebo zmrzlé | 60 kN/m |

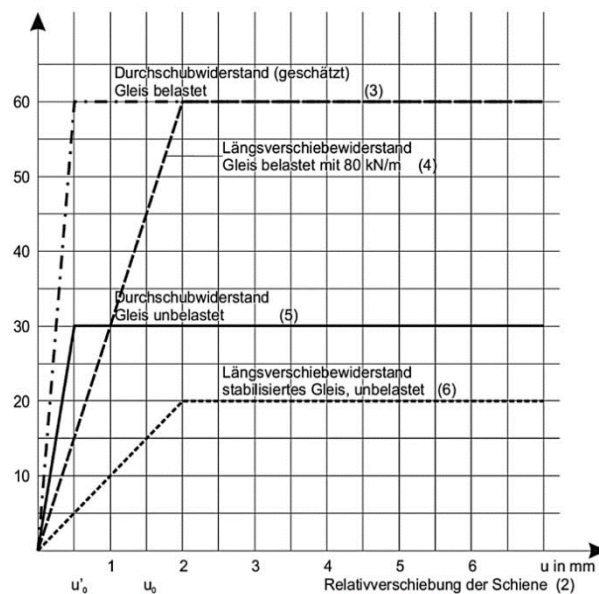


U nás jsou normou ČSN EN 1991-2 [5] dány pouze hodnoty plastických odporů. Hodnota tuhosti  $k$ , ani relativní posun kolej-most při dosažení plastického odporu nejsou uvedeny. Plastické odpory  $r_0$  dle [5]:

- kolejové lože, nezatížené 20-40kN/m
- kolejové lože, zatížené 60 kN/m

Při podrobnějším prozkoumání literatury lze vyhledat více zdrojů udávajících hodnoty tuhosti kolejového lože. V této práci však kolejové lože není řešeno, proto uvedené hodnoty pro názornost stačí.

q in kN/m Gleis (1)



(1) Podélný odpor

(2) Relativní posun kolej – most

(3) Přímé upevnění/zmrzlé kolejové lože – zatížené,  $k = 120 \text{ kN/m}^2$ ,  $r_0 = 60 \text{ kN/m}$

(4) Kolejové lože – zatížené,  $k = 30 \text{ kN/m}^2$ ,  $r_0 = 60 \text{ kN/m}$

(5) Přímé upevnění/zmrzlé kolejové lože – nezatížené,  $k = 60 \text{ kN/m}^2$ ,  $r_0 = 30 \text{ kN/m}$

(6) Kolejové lože – nezatížené,  $k = 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $r_0 = 20 \text{ kN/m}$

Obr. 4 Nelineární funkce podélného odporu pro kolejové lože a přímé upevnění dle [7]

#### 2.4.3.2 Pevná jízdní dráha

Tento způsob upevnění se u nás zatím téměř nevyužívá. Na mostech v ČR zatím není žádné použití pevné jízdní dráhy (PJD). Je zřízen pouze zkušební úsek dvojkolejně trati mezi stanicemi Třebovice v Čechách a Rudoltice v Čechách v délce 500 m. Výhodou je výrazně delší životnost a bezúdržbovost konstrukce a její nízká stavební výška. Nevýhodou jsou vysoké náklady na výstavbu PJD, vyšší hlučnost a omezená rektifikace koleje. Nejrozšířenější jsou systémy RHEDA 2000 a Shinkansen. RHEDA 2000 je tvořena dvoublokovými prefabrikovanými pražci, které se zabetonují. Kolejnice je připevněna pomocí systému Vossloh DFF 300. Systém Shinkansen má prefabrikované celé desky, které jsou spojeny pomocí čepu a kolejnice je pružně upevněna přímo na desku. [9]



Obr. 5 PJD systém Shinkansen [9]

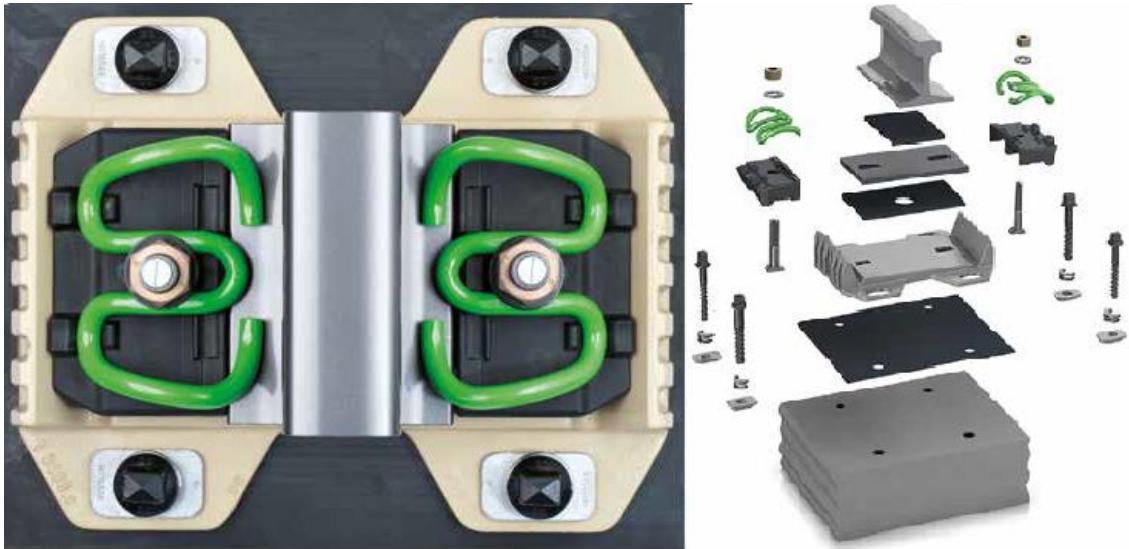


Obr. 6 PJD systém RHEDA 2000 [10]

### 2.4.3.3 Přímé uložení koleje

Hlavní předností přímého upevnění je nízká stavební výška, protože je kolej upevněna přímo na ocelovou mostovku a tím se výrazně snižuje hmotnost celé konstrukce. Přímé upevnění zajišťuje neměnnost geometrické polohy koleje a tím snížené náklady na údržbu koleje. V minulosti se používaly tuhé svorky, což se neosvědčilo. Upevnění mělo špatné dynamické vlastnosti a vysokou hlučnost, obtížná změna GPK a v místě uložení na ocelovou mostovku možnost vytvoření únavových trhlin. Z důvodu vysoké svislé tuhosti vznikalo vysoké namáhání v oblasti přechodu širé trati na most. Dnes je nejčastěji používáno moderní upevnění Vossloh DFF 300. To vykazuje výrazně lepší dynamické vlastnosti, nižší hlučnost a svislou tuhost blíží se tuhosti kolejového lože v širé trati, což snižuje namáhání v přechodu koleje na mostní konstrukci. Systém DFF 300 umožňuje omezenou rektifikaci koleje. [4], [9]

V souvislosti s interakcí koleje a mostu přímé upevnění vykazuje vyšší podélnou tuhost, což způsobuje vyšší napětí v kolejnici. V příčném směru je přímým upevněním zabráněno vybočení koleje, což je značná výhoda proti kolejovému loži. Pokud je požadavek na snížení interakce koleje a mostu, je možné použít svěrku Skl B15 se sníženou svěrnou silou a tím zajistit nižší podélnou tuhost upevnění. Při použití konstrukce s dolní mostovkou se díky nízké stavební výšce zmenší deformace konců mostu vlivem zatížení a tím dojde ke snížení vlivu interakce koleje a mostu, dále viz. kapitola 2.4.10.



Obr. 7 System DFF 300

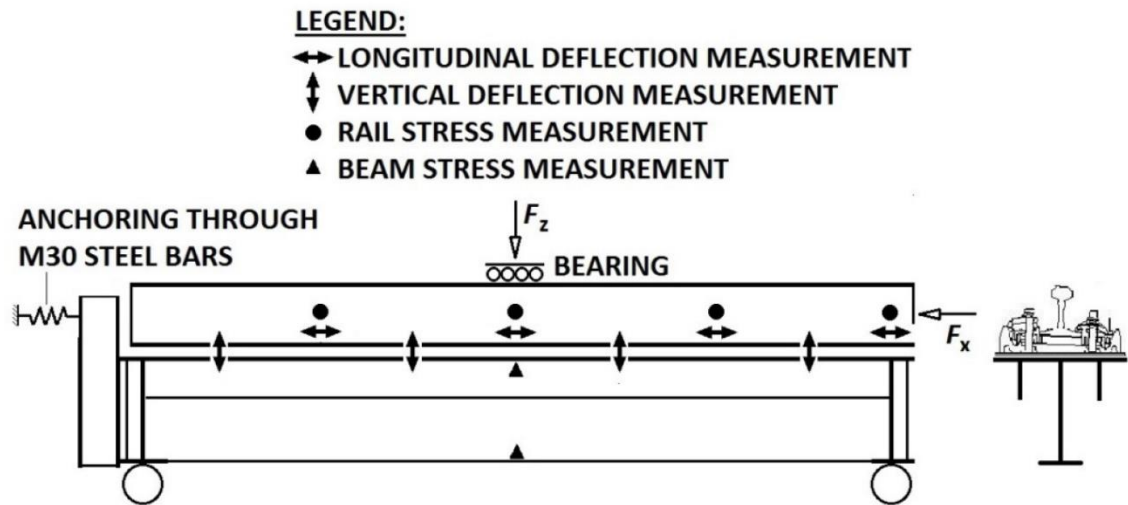
Proti kolejovému loži dochází k plastickému chování při dosažení nižší hodnoty relativního posunu. Tato hodnota se udává v různých zdrojích asi 0,5 - 1,0 mm. Hodnoty plastického odporu už dnes udává více zdrojů. Některé experimenty vykazují malé rozdíly zjištěných hodnot, což zaručuje spolehlivé hodnoty pro modelování konstrukcí s přímým upevněním. Evropský předpis [8] udává hodnoty plastického odporu při relativním posunu 0,5 mm:

- |                   |            |         |
|-------------------|------------|---------|
| - Přímé upevnění, | nezatížené | 40 kN/m |
| - Přímé upevnění, | zatížené   | 60 kN/m |

Velmi podobné hodnoty jsou uvedeny v německém podkladu [7]. Stejně jako předpisu UIC Code 774 – 3 R dochází i dle tohoto podkladu k plastickému přetváření při dosažení posunu 0,5 mm. Nelineární funkce viz Obr. 4.

Česká norma zabývající se kombinovanou odezvou koleje a mostu ČSN EN 1991-2 [5] neudává hodnoty tuhosti ani plastického odporu pro přímé upevnění. Předpis SŽDC MVL 150 zatím tyto hodnoty neudává, ale jsou v přípravě přílohy tohoto předpisu udávající zásady pro jednotlivé typy uložení koleje na mostě.

Nejaktuálnější výzkum [11] proběhl v Experimentálním centru ČVUT v Praze. Byla zjišťována tuhost upevnění DFF 300 se svěrkami Skl 15 a Skl B15. Experiment byl proveden na kolejnici UIC 60 na čtyřech upevňovacích uzlech, viz Obr. 8. Tuhost byla měřena v závislosti na přitížení. Pro srovnání byl proveden i stejný numerický model zohledňující veškeré parametry a výsledky obou pokusů jsou zobrazeny v Tab. 2.



Obr. 8 Experiment měření podélného odporu v závislosti na přitížení [11]

$F_z$ (kN)	clamp	$r_0$ (kN/m)	$k_x$ (kN/m/mm)	$r_{0,F}$ (kN/m)	$k_{x,E}$ (kN/m/mm)	$r_0 / r_{0,F}$	$k_x / k_{x,F}$
0	Skl 15	42.9	27.1	41.4	30.3	1.04	0.89
40	Skl 15	60.6	42.2	56.5	37.6	1.07	1.12
80	Skl 15	59.3	41.8	61.5	40.8	0.96	1.02
125	Skl 15	73.0	55.5	72.5	43.83	1.01	1.27
0	Skl B15	23.0	18.9	25.4	19.1	0.91	0.99
40	Skl B15	40.3	31.9	45.2	29.7	0.89	1.07
80	Skl B15	45.4	30.3	48.9	31.0	0.93	0.98
125	Skl B15	55.9	35.2	61.4	32.5	0.91	1.08

Tab. 2 Experimentálně a numericky odvozené interakční parametry [11]

#### 2.4.3.4 Uložení koleje na mostnicích

Jedná se o nejstarší typ uložení koleje na mostech. Toto uložení bylo prováděno pouze na mostech ocelových. Mostnice byly uloženy na podélnících a příčnících nebo přímo na hlavních nosnících. Dnes se již nepoužívá pro špatné dynamické vlastnosti a vysokou hlučnost a je snaha toto uložení koleje nahradit modernější variantou upevnění. Protože se tento typ už nepoužívá, není v žádné literatuře dostatečně popsáno interakční chování koleje a mostu. [4]

#### 2.4.3.5 Kontinuálně podepřená kolejnice

Opak uložení na mostnicích, které se již nepoužívá, je kontinuálně podepřená kolejnice (KPK), protože se jedná o nejnovější typ uložení kolejnice a u nás se toto uložení ještě nerealizovalo. KPK má nejnižší stavební výšku, ale i přes to má výborné dynamické vlastnosti a nízkou hlučnost. Svislá tuhost a tak i dynamické vlastnosti a hlučnost lze upravovat použitím různě vysokých podložek s různými vlastnostmi. Další výhodou je absence drobného kameniva, které je pouze zdrojem závad a tím pádem nutných údržbových

prací, které zvyšují náklady na provoz trati. Náklady taky snižuje trvalá GPK, která se v době plánované životnosti nemusí upravovat. Pořizovací náklady jsou však o něco vyšší z důvodu nové technologie.

Pro toto uložení koleje ale nejsou zatím moc dobře známé tuhostní parametry. Předpis UIC 733 – 4 R [8] udává lineární závislost s maximální hodnotou relativního posunu  $u_{lim} = 7$  mm. Podélná tuhost KPK je:

- |  |            |
|--|------------|
| - Kontinuálně podepřená kolej nezatížená | 13 kN/mm/m |
| - Kontinuálně podepřená kolej zatížená   | 19 kN/mm/m |

#### 2.4.4 Upínací teplota

Upínací teplota je zásadní parametr při zřizování BK. Upnutí BK při špatné teplotě může způsobit vybočení koleje (nízká upínací teplota) nebo lom kolejnice (při vysoké upínací teplotě). Pokud je aktuální teplota nevyhovující mezím upínací teploty, lze kolejnice uměle prodloužit nebo zkrátit. To je možné dosáhnout ohřevem/ochlazením nebo natažením kolejnice. Pravidla pro zřizování BK stanovuje předpis SŽDC S3/2 Bezстыková kolej [2]. Tento předpis udává rozmezí upínací teploty  $+17^{\circ}\text{C}$  až  $+23^{\circ}\text{C}$ .

Pokud BK upneme za dané teploty, je tato teplota po určitý čas teplotou neutrální. S časem se ale tato teplota může měnit vlivem provozu a údržby na trati. To může zásadně ovlivnit namáhání kolejnicových pásů.

#### 2.4.5 Proměnnost teploty v kolejnici po její délce

Změna teploty kolejnice způsobí změnu napětí v koleji. Pokud je změna po délce koleje konstantní, je i napětí v kolejnici konstantní a na spolupůsobení mostu a koleje tato změna nemá vliv. Jiný případ nastává, pokud změna teploty kolejnice není konstantní. Proměnlivost napětí v kolejnici může způsobit posun koleje a přírůstek vodorovné reakce mostu.

S proměnlivou teplotou koleje na mostě žádný předpis nepočítá, ale v některých případech je vhodné s tímto zatížením počítat. Velké teplotní změny nastávají v místech, kde je kolej zastíněná (staniční obvod, nástupiště s mostní konstrukcí, vjezd do tunelu). [3]

#### 2.4.6 Změna teploty mostu

Z důvodu teplotní roztažnosti mostu dochází ke spolupůsobení mostu a koleje. Míra spolupůsobení je dána podélnou tuhostí upevnění kolejnic. S rostoucí tuhostí roste i přírůstek napětí v kolejnici. Podélná tuhost závisí na způsobu uložení koleje na mostě, viz kapitola 2.4.1. Na velikosti vlivu teploty závisí i typ mostní konstrukce. Vyšší tepelná vodivost ocelových konstrukcí způsobuje větší teplotní změny. Naopak železobetonová deska nebo kolejové lože most částečně izolují a zastiňují a tak jsou účinky teplotních změn menší. [3]

Teplotní změna se určuje podle normy 1991-1-5 [12] a závisí na typu konstrukce a oblasti, kde se most nachází. Pro zjednodušené výpočty lze použít rozdíly teplot +/-35 podle normy 1991-2 [5].

#### 2.4.7 Zatížení vlivem brzdných a rozjezdových sil

Rozjezdové a brzdné síly působí v úrovni temene kolejnic a jsou uvažovány jako rovnoměrné. Přes systém upevnění (a kolejové lože) je část zatížení přenášena na nosnou konstrukci mostu a dále do ložisek a spodní stavby. Zbytek těchto sil přenáší kolej do oblastí za opěrami. S těmito podélnými silami je nutné počítat odpovídající svislé zatížení. Pokud je most dvoukolejný, podélné síly se musí uvažovat ve stejném směru. Tedy na jedné koleji brzdné síly a na druhé rozjezdové, pokud se nejedná o stejnosměrné koleje.

Norma ČSN EN 1991-2 [5] udává následující brzdné a rozjezdové síly:

Rozjezdová síla:  $Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN}$

pro model zatížení 71, SW/0, SW/2, HSLM;

Brzdná síla:  $Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN}$

pro model zatížení 71, SW/0 a HSLM;

$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]}$

pro model zatížení SW/2;

kde  $L_{a,b}$  je přičiňující délka účinků rozjezdu a brzdění pro uvažovaný nosný prvek.

##### 2.4.7.1 Mezní hodnoty deformace konstrukce

Brzdné síly způsobují také posun celé konstrukce mostu, který je závislý zejména na tuhosti spodní stavby (viz následující kapitola), nebo na vůli pevného ložiska. Tento posun  $\delta_B$  od účinků zatížení dopravou je omezen následujícími hodnotami: [5]

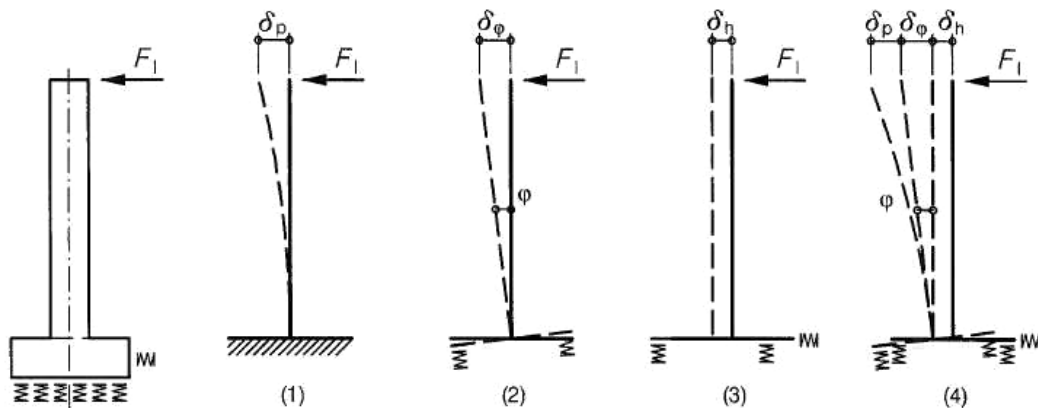
- 5 mm pro BK bez kolejnicových dilatačních zařízení nebo s kolejnicovým dilatačním zařízením na jednom konci nosné konstrukce;
- 30 mm pro kolejnicová dilatační zařízení na obou koncích nosné konstrukce, pokud je kolejové lože průběžné na koncích nosné konstrukce;
- pohyby přes 30 mm se mohou dovolit jen tam, kde se kolejové lože přeruší mezerou umožňující pohyb a kolejnice se opatří kolejnicovým dilatačním zařízením

#### 2.4.8 Tuhost spodní stavby

Posuny a deformace spodní stavby mohou výrazně ovlivnit interakční chování koleje a mostu. Pokud je tuhost spodní stavby malá, v kolejnici mohou vznikat významné přírůstky napětí z důvodu přenesení vodorovných sil kolejí.

Nejvýznamnější vodorovné síly jsou od účinků dopravy, tedy síly rozjezdové a brzděné. Tyto síly mají trvání pouze několik sekund a proto lze uvažovat zvýšení tuhostních parametrů zemin. Ty je potřeba stanovit na základě geotechnického průzkumu. Nárůst tuhosti bude významný u jemnozrnných soudržných zemin a velmi navětralých zemin (až 3x). U hrubozrnných nesoudržných a méně navětralých zemin nebude nárůst tuhosti tak vysoký. Tuhost pilíře lze odvodit při zatížení jednotkovou silou a zjištění deformace při ohybu pilíře  $\delta_p$ , posun vlivem pootočení základu  $\delta_\varphi$  a posunutí základu  $\delta_h$ . Celková tuhost pilíře lze spočítat podle rovnice: [3]

$$K = \frac{F_1}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)} \quad (6)$$



Obr. 9 Stanovení tuhosti spodní stavby [5]

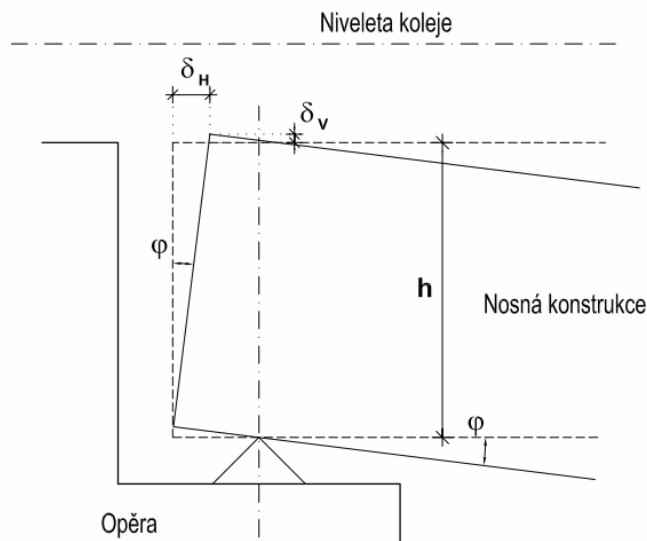
#### 2.4.9 Mostní závěry

Pro interakci mostu a koleje je důležité jestli je použit mostní závěr těsný nebo otevřený. Těsný může být použit do malých dilatačních posunů, při kterých nedochází ke zředování kolejového lože. Při větších dilatačních posunech jsou proto použity otevřené závěry. Kolejové lože je v místě závěru oddělené přepážkou, která umožňuje dilatační posuny, ale zabraňuje zředování kolejového lože. Tato varianta musí být doplněna kolejnicovým dilatačním zařízením. [4]

#### 2.4.10 Nadzdvižení koleje v důsledku natočení nosné konstrukce

Vlivem svislého zatížení dojde k natočení nosné konstrukce nad opěrou, viz Obr. 10 Natočení konstrukce nad opěrou a vzniklé deformace. Natočení způsobí vodorovný a svislý posun horního okraje konstrukce, což způsobí další přírůstky napětí v kolejnici. Posun kolejnice způsobí zvětšení normálové síly a nadzdvižením vznikne ohybový moment. Velikost závisí na ohybové tuhosti nosné konstrukce – velikosti deformace – natočení konstrukce. Další

ovlivňující parametr je délka přesahu konstrukce za ložiskem a vzájemná výšková poloha nosné konstrukce a koleje (poloha mostovky).



Obr. 10 Natočení konstrukce nad opěrou a vzniklé deformace [3]

#### 2.4.10.1 Mezní hodnoty deformace konstrukce

Norma ČSN EN 1991-2 [5] omezuje posun  $\delta_H$  maximálními hodnotami:

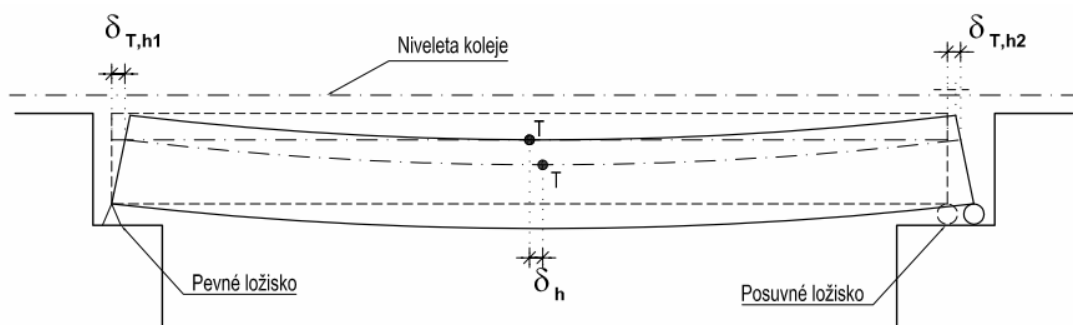
- 8 mm, když se uvažuje kombinovaná odezva BK a mostu;
- 10 mm, když je kombinovaná odezva BK a mostu zanedbána.

Posun  $\delta_V$  je omezena na maximální hodnoty:

- 3 mm pro maximální rychlost trati v daném místě do 160 km/h včetně;
- 2 mm pro maximální rychlost trati v daném místě větší než 160 km/h.

#### 2.4.11 Deformace nosné konstrukce v důsledku zatížení mostu

Průhyb nosné konstrukce způsobí protažení spodních vláken nosné konstrukce a tím se celá konstrukce posune směrem od pevného ložiska k posuvnému. Tato deformace způsobí další přírůstek napětí v kolejnici a zvýšení reakce na ložiska. Vliv deformace mostu na posun celého mostu je znázorněn na Obr. 11. [3]



Obr. 11 Deformace nosné konstrukce v důsledku svislého zatížení [3]



#### 2.4.12 Redukce míry interakce BK a mostu

Pokud napětí v kolejnici přesáhne limitní hodnoty nebo mostní konstrukce nevyhoví z hlediska posunů, je možné použití zařízení na snížení míry interakce mezi kolejí a mostem.

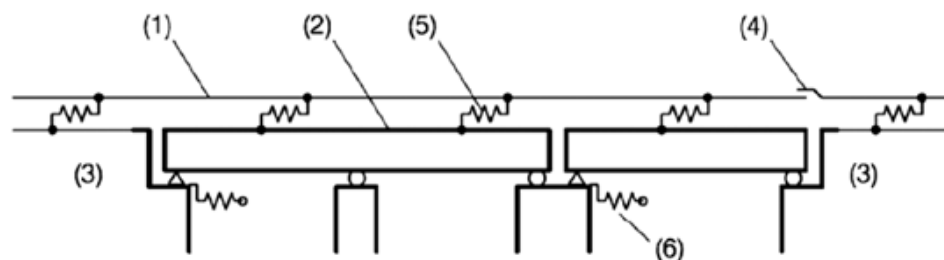
V místě přechodu mostu na zemní těleso nebo na další konstrukci je možné umístit kolejnicové dilatační zařízení (KDZ). Podél velikosti dilatačního pohybu rozlišujeme:

- malá KDZ, pohyb do 100 mm
- velká KDZ, pohyb do 330 mm
- velmi velká KDZ pohyb až 600 mm

Dalším řešením míry interakce je použití systému řídicí tyče. Tento systém přenesete teoretický střed dilatace do poloviny rozpětí mostu. Tím se zmenší dilatační posuny u opěr a vodorovné reakce mostu se rozdělí mezi dvě podpory. [4], [3]

#### 2.5 Princip výpočetního modelu

Do výpočetního modelu je potřeba namodelovat co nejreálněji veškeré ovlivňující parametry, které byly zmíněné v předchozích kapitolách. Model lze pojmout více způsoby s ohledem na požadovanou přesnost a podrobnost. Podle toho lze do modelu zapojit více či méně ovlivňujících parametrů a tím zohlednit reálné chování konstrukce. Základní princip modelu je zobrazen na Obr. 12. Do výpočetních programů je potřeba zadat systém pružin o různých tuhostních vlastnostech jak je zobrazeno na obrázku.

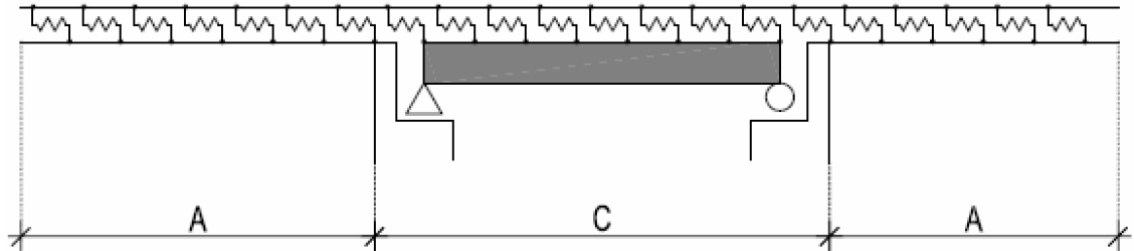


Obr. 12 Příklad modelu systému kolej/konstrukce, (1) kolej, (2) nosná konstrukce, (3) těleso železničního spodku, (4) kolejnicové dilatační zařízení (je-li vloženo), (5) podélné nelineární pružiny vyjadřující tuhost uložení koleje na mostě, (6) podélné pružiny vyjadřující tuhost spodní stavby, zdroj [5]

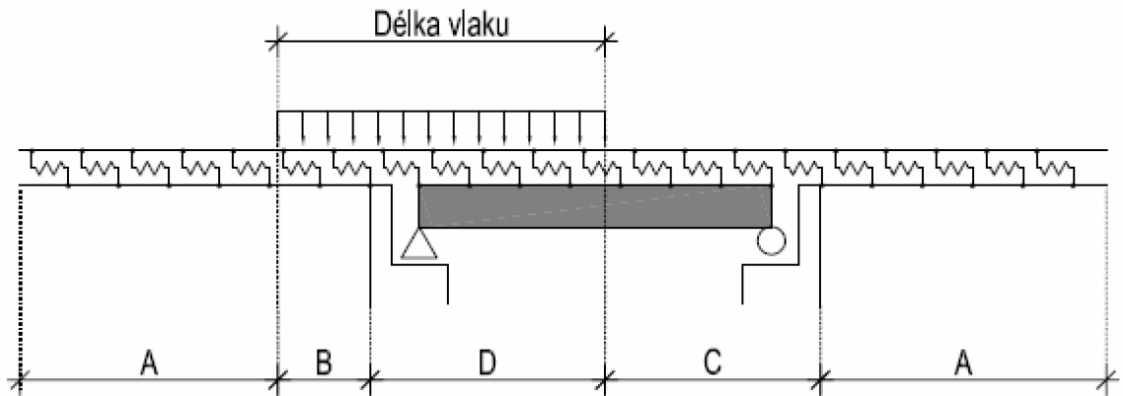
Komplikaci přináší změna tuhostních vlastností upevnění při zatížení koleje dopravou. Z tohoto důvodu nelze jednoduše v jednom modelu kombinovat zatížení teplotou a zatížení dopravou, které má jiné tuhostní parametry. Tuhost se mění i při vjezdu na most. Pro model je tedy potřeba minimálně čtyři funkce podélného odporu. Schématické znázornění aplikace funkcí podélného odporu je na Obr. 13 a Obr. 14.

Na obrázcích jsou označené aplikované funkce podélných odporů:

- A – širá trať – nezatížená kolej
- B – širá trať – zatížená kolej
- C – most – nezatížená kolej
- D – most – zatížená kolej



Obr. 13 Princip aplikace funkce podélného odporu pro změnu teploty, [4]



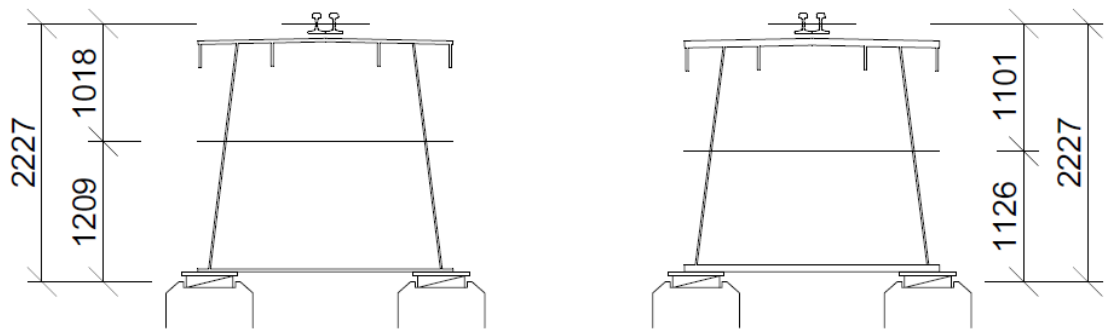
Obr. 14 Princip aplikace podélného odporu pro vliv zatížení a stanovení brzdných účinků, [4]

### 3 Posouzení mostu

#### 3.1 Popis mostní konstrukce

Pro posouzení interakce koleje a mostu byl vybrán železniční most v ev.km 344,001 na trati Lysá nad Labem – Mělník. Konstrukce je trémová se třemi prostými poli, viz Obr. 16. Trém je tvořen ocelovou komorou s horní ortotropní mostovkou, na které jsou kolejnice přímo upevněné systémem DFF300, viz Obr. 15.

Opěry jsou kamenné s železobetonovými úložnými prahy, závěrnými zídkami a betonovými základy. Křídla jsou rovnoběžná železobetonová s římsou a přilehlým kamenným kuželem. Pilíře jsou kamenné s železobetonovými úložnými prahy a betonovým základem.



Obr. 15 Vzájemná poloha ložisek, mostu a kolejnic. Vlevo krajní pole, vpravo střední pole



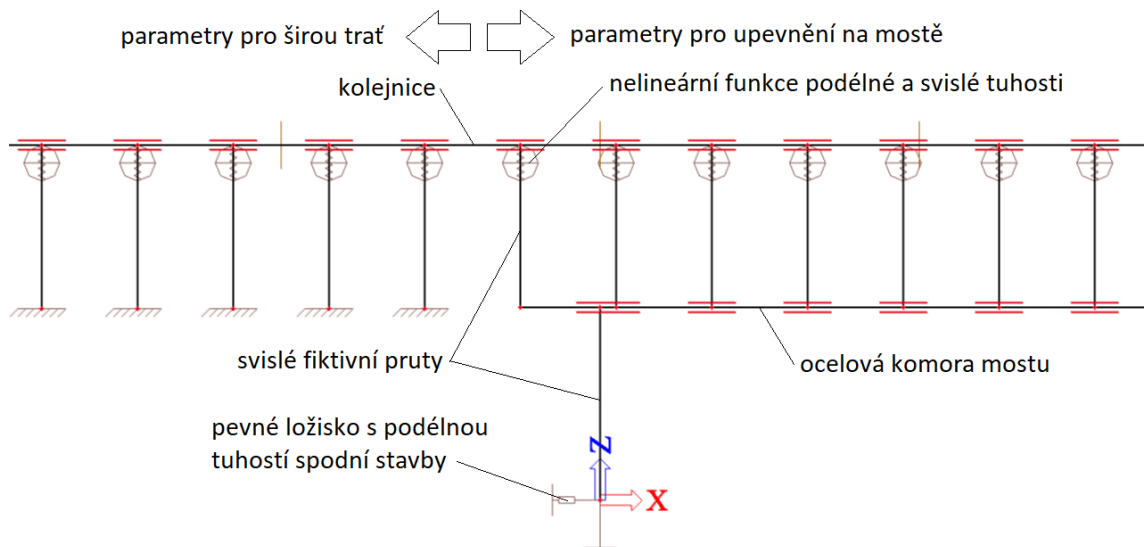
### 3.2 Popis výpočetního modelu

Pro model na tuto práci byl použit program SCIA Engineer. 2D model obsahoval konstrukci mostu a kolej v širé trati před a za mostem. Každý z těchto úseků byl dlouhý 150 m.

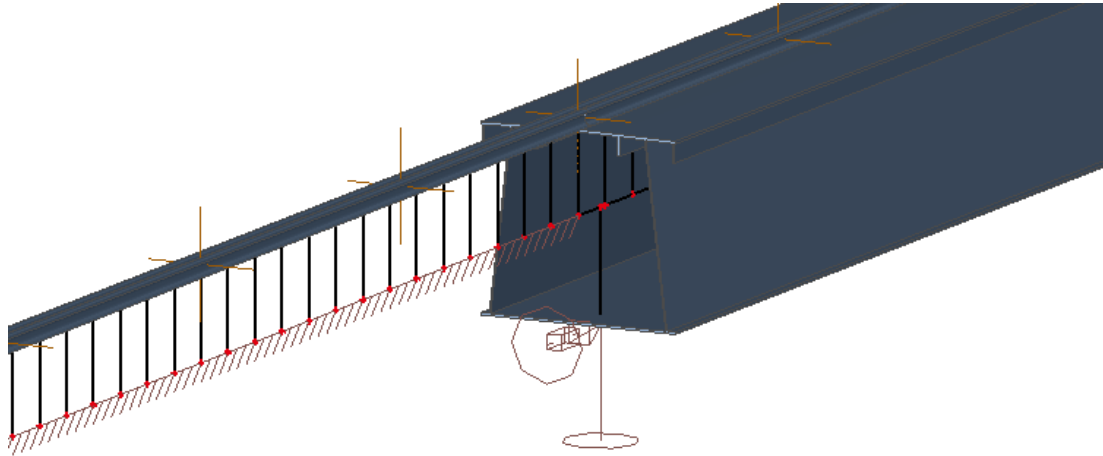
Mostní konstrukce byla zadána pomocí prutů se skutečnými parametry. Bylo zohledněno reálné výškové uspořádání, takže ložiska nejsou umístěna na koncích prutů, ale ve skutečné poloze vůči těžišti průřezu, viz Obr. 15 a Obr. 17. Stejně tak je zohledněna i vzájemná poloha most-kolejnice. Toto uspořádání významně ovlivňuje napětí v koleji vlivem natočení a deformace konstrukce, viz kapitoly 2.4.10 a 2.4.11.

Výšková poloha je zajištěna svislými fiktivními pruty s velmi vysokou tuhostí. Na horním konci fiktivního prutu je zadán kloub s nelineární funkcí ve směru X a Z. Funkce zastupují podélnou tuhost a svislou tuhost upevnění koleje na mostě a v širé trati.

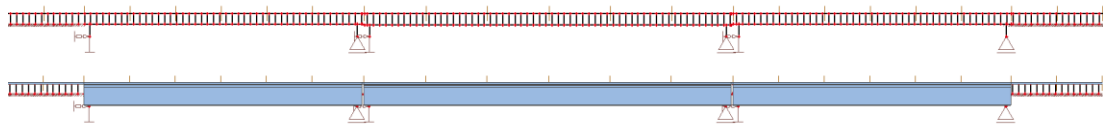
Uložení konstrukce na pevném ložisku je řešeno pevným kloubem s nelineární funkcí tuhosti ve směru X, který odpovídá tuhosti spodní stavby. Posuvné ložisko je zadáno jako posuvný kloub bez podélného odporu.



Obr. 17 Zohlednění vzájemné reálné polohy prvků ve výpočetním programu



Obr. 18 Detail modelu nad opěrou



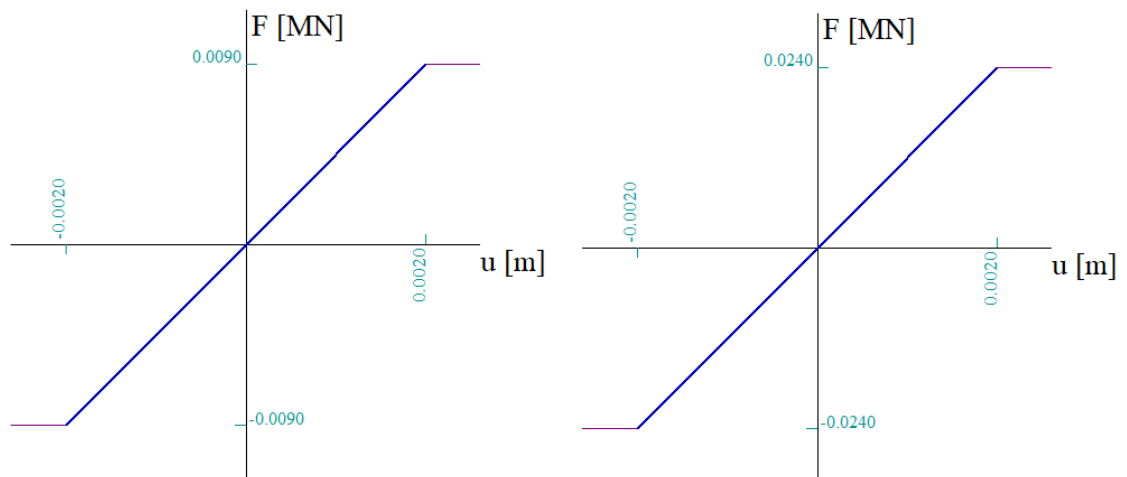
Obr. 19 Celkový pohled na konstrukci, nahoře prutový model, dole včetně použitých průřezů

### 3.3 Použité parametry

#### 3.3.1 Širá trať

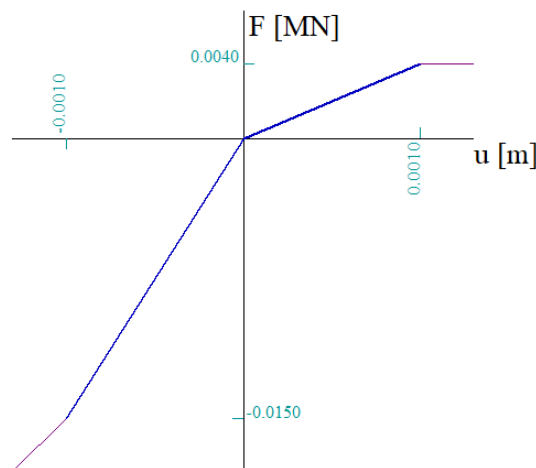
Pro širou trať je v modelu uvažováno se třemi nelineárními funkcemi. Dvě funkce zastupují podélný odpor nezatížené a zatížené koleje, viz Obr. 20. Třetí funkce zastupuje svislou tuhost, viz Obr. 21.

Protože se hodnoty podélných tuhostí a plastických odporů v různých publikacích liší nebo jsou udány pouze minimální hodnoty, je obtížné stanovit přesnou hodnotu. Pro nezatíženou kolej byl stanoven podélný plastický odpor  $r_0 = 15 \text{ kN/m}$  koleje a pro kolej zatíženou hodnota  $40 \text{ kN/m}$  koleje. Tuhosti byly přepočítány na délku  $0,6 \text{ m}$  koleje.



Obr. 20 Nelineární funkce podélných odporů v širé trati - vlevo nezatížená kolej, vpravo zatížená kolej

Pro celkovou tuhost kolejové jízdní dráhy byl podkladem předpis SŽDC S3 [6]. Tuhost jízdní dráhy  $k_z = 25 \text{ MN/m}^2$  odpovídá standardní kvalitě pražcového podloží. Opět byla hodnota přepočtena na délku koleje 0,6 m pro zadání do výpočetního modelu. Ve svislém směru bylo zohledněno nadzdvížení kolejového roštu vlastní tíhou. Hmotnost betonového pražce je 300 kg a 1,2 m kolejnice váží 72 kg. Tato hodnota nebude mít zásadní vliv na výsledky, proto byla celková hodnota odporu proti nadzdvížení uvažována 400 kg.



Obr. 21 Nelineární funkce svislé tuhosti koleje v širé trati

### 3.3.2 Přímé upevnění DFF 300

Na mostě je použito přímé upevnění DFF 300 se svěrkami se sníženou svěrnou silou Skl B15. Stejně jako v širé trati byli stanoveny tři nelineární funkce. Dvě zohledňují podélný odpor přímého upevnění v nezatíženém a zatíženém stavu, viz Obr. 22. Třetí funkce udává svislou tuhost upevnění, viz Obr. 23. Opět je modelována skutečná vzdálenost mezi upevněním 0,6 m a tomu také odpovídá přepočet tuhostí.

Hodnoty podélného odporu jsou převzaty z experimentálního měření provedeného v Kloknerově ústavu ČVUT v Praze [11], viz Tab. 2. Pro nezatížený stav se uvažuje  $F_z = 0$  kN a pro zatížený stav  $F_z = 125$  kN.

Z experimentálních hodnot byly spočítány podélné posuny při dosažení hodnot plastického přetváření podle rovnice:

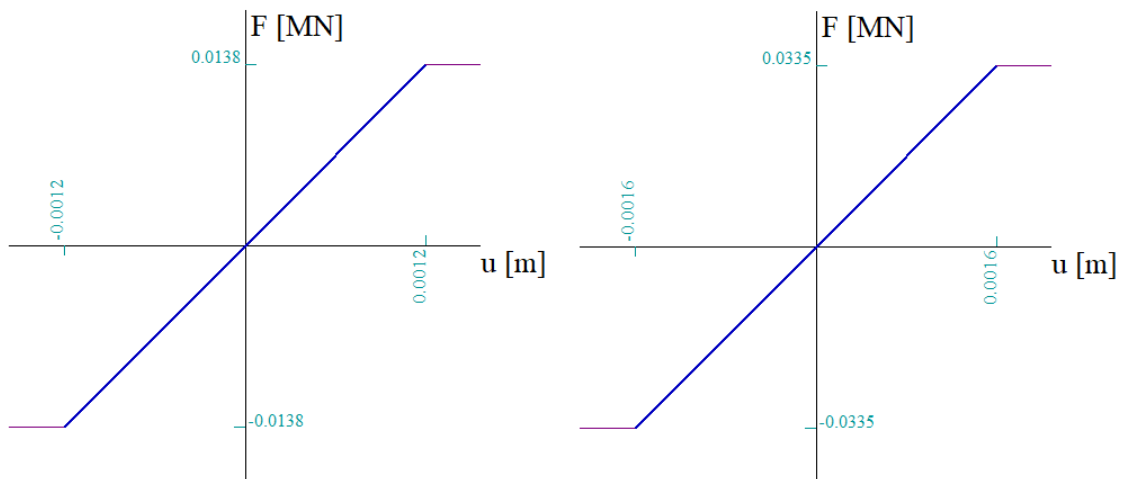
$$u_x = r_0/k_x \quad (7)$$

kde:  $u_x$  je podélné posunutí koleje [m]

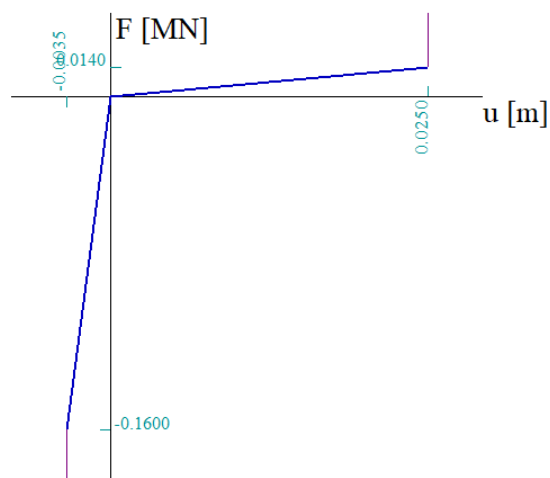
$r_0$  je plastický odpor [kN/m]

$k_x$  je konstanta vyjadřující tuhost upevnění [kN/m<sup>2</sup>]

Svislá tuhost je dána tuhostí pružné podložky kolejnice a tuhostí svěrky Skl B15.



Obr. 22 Nelineární funkce podélných odporů na mostě - vlevo nezatížená kolej, vpravo zatížená kolej



Obr. 23 Nelineární funkce svislé tuhosti koleje na mostě



### 3.3.3 Pevné ložisko

Všechna pevná ložiska jsou vahadlová. Ložisko má v podélném směru mostu vůli  $\pm 5\text{mm}$ . Tato hodnota byla v modelu zohledněna pevným kloubem s nelineární funkcí v podélném směru mostu. Třecí síla v kloubu byla uvažována podle rovnice:

$$F_x = \mu * F_z \quad (8)$$

kde:  $\mu$  je součinitel tření [-], uvažováno 0,4

$F_z$  je svislá reakce v pevném ložisku [kN]

Třecí síly pro jednotlivá ložiska jsou zobrazeny v Tab. 4. Nelineární funkce zahrnující vůli pevného ložiska a spodní stavby je zobrazena v následující kapitole.

### 3.3.4 Tuhost spodní stavby

Zásadním zdrojem pro určení tuhosti spodní stavby byl geotechnický profil, který obsahoval dostatečný počet vrtů pro stanovení podloží opěr a pilířů. Profil obsahoval vrty dosahující hloubky 15 m. Základy jsou trvale pod HPV

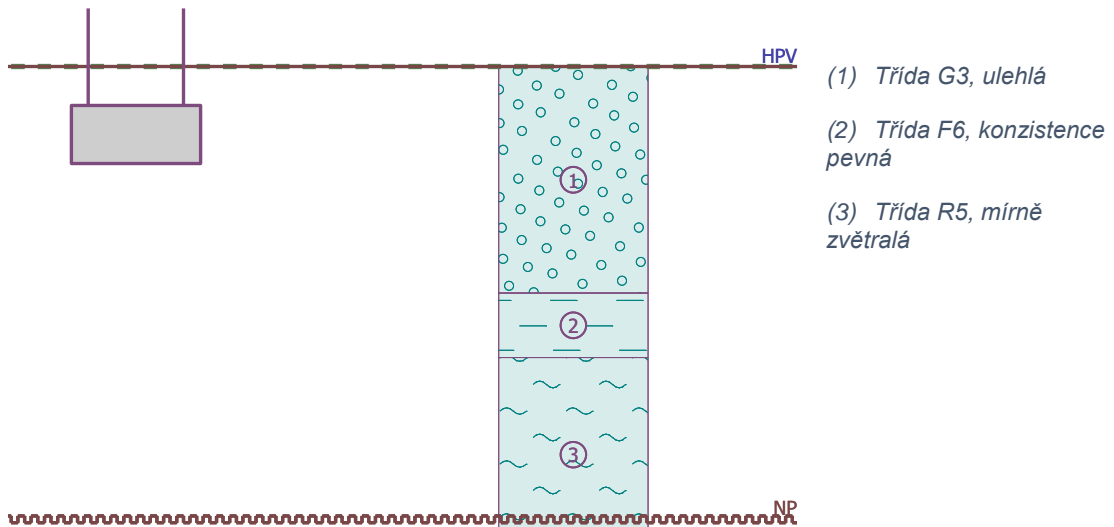
Protože tuhost spodní stavby se projevuje zejména při působení dopravy, což je krátkodobé náhlé zatížení, byly tuhostní parametry zemin zvětšeny. Pro hrubozrnné nesoudržné se tuhost zvětšila asi 1,5krát a pro soudržné zeminy se tuhost zvětšila až 3krát.

#### 3.3.4.1 Pilíř 1

V programu GEO5 Patky bylo namodelováno podloží pilíře 1. Výška pilíře 1 je 8,2 m, ale model pilíře obsahoval pouze spodní, nejširší část s reálnými rozměry a také její hmotnost byla zohledněna programem. Půdorysně patka uvažována pouze poloviční – pilíř podporuje dvě mostní konstrukce. Rozměry patky v modelu tedy 4,0x6,8 m a výška 1,8 m. Zbývá část pilíře zadána pouze jako svislé zatížení patky:

$$G_{p1} = 2,95 * 6,20 * 6,40 * 22 \approx 2500 \text{ kN} \quad (9)$$

V modelu je uvažováno i s reakcí od mostní konstrukce. Jako zatížení od vlastní tíhy mostu byly zadány dvě svislé reakce o velikosti 500 kN. Původní předpoklad uvažoval s vlivem svislého přitížení na natočení patky a proto se zohlednily dva stavy svislého přitížení. První zahrnoval vlastní tíhu pilíře a mostní konstrukce a druhý navíc zatížení dopravou LM71. Vzhledem k rozpětí polí byly počítány dvě svislé reakce o velikosti 1500 kN. Dále proběhlo vodorovné zatěžování ve více intenzitách pro ověření lineární závislosti velikosti vodorovné síly  $F_x$  a pootočení patky  $\varphi$ .



Obr. 24 Podloží pilíř 1

Vodorovné zatížení pilíře má působiště v místě ložiska, tedy na jeho vrcholu. Tato síla se v modelu projevila silou  $F_x$  a momentem  $M_y$  na horním povrchu patky. Hodnota momentu:

$$M_y = F_x * 6,4 \quad (10)$$

V Tab. 3 lze vidět výsledek zatěžovacích stavů. Vliv svislého přitížení patky měl zanedbatelný vliv na pootočení  $\phi$ . Výsledky také potvrdily přímou závislost mezi pootočením  $\phi$  a vodorovnou silou  $F_x$ .

Zatěžovací stav		$F_z$ [kN]	$F_x$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$\tan \phi$ [ $10^{-3}$ ]	$\delta$ [mm]
Stále	nez100	3500	100	-640	0,091	0,746
	nez200	3500	200	-1280	0,181	1,484
Stále + LM71	zat100	6500	100	-640	0,089	0,730
	zat200	6500	200	-1280	0,178	1,460
	zat500	<b>6500</b>	<b>500</b>	-3200	0,445	<b>3,649</b>

Tab. 3 Posun  $\delta$  v hlavě pilíře 1 vlivem natočení

Vodorovný posun v základové spáře není pro minimální velikost uvažován.

Ohybová tuhost pilíře modelována v programu SCIA. Pilíře jsou kamenné s betonovým základem a železobetonovým úložným prahem. Dle technické zprávy má kámen pevnost 13,3-29,5 MPa. Jako materiál pilíře pro výpočet deformace jsem zvolil beton C12/15. Pro vodorovnou sílu 500 kN vznikla deformace pilíře 0,3 mm.

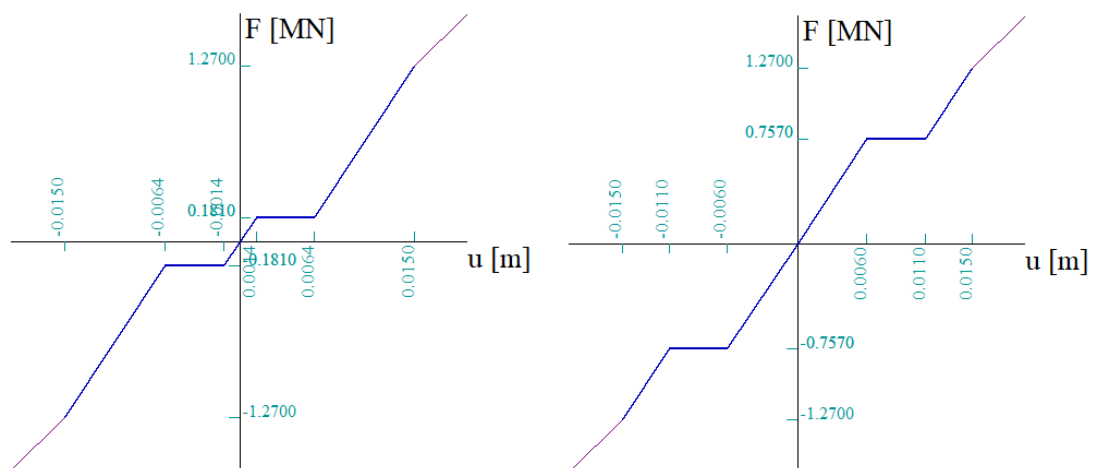
Celková tuhost pilíře 1 v hlavě sloupu:

$$K = \frac{500}{3,65 + 0,30} = 127 \text{ MN/m} \quad (11)$$

V celkovém modelu interakce BK a mostu je tuhost zohledněna pomocí pevného kloubu, který má v podélném směru zadanou danou tuhost. Pilíř tedy není modelován, ale jeho ohybová tuhost je zahrnuta v celkové tuhosti pilíře. Do této tuhosti je zahrnuta i vůle pevného ložiska 5 mm při dosažení vodorovné reakce odpovídající dané třecí síle v ložisku, viz Tab. 4. Tato nelineární funkce je zobrazena na Obr. 25.

		Pole		
		1	2	3
L	[m]	26,72	36,00	26,72
$F_{z,G}$	[kN]	295	453	295
$F_{z,LM71}$	[kN]	1069	1440	1069
$F_{x,G}$	[kN]	<b>118</b>	<b>181</b>	<b>118</b>
$F_{x,LM71}$	[kN]	428	576	428
$F_{x,celk}$	[kN]	<b>546</b>	<b>757</b>	<b>546</b>
Tuhost spodní stavby	[MN/m]	193	127	75
Posun při $F_{z,G}$	[mm]	<b>0,6</b>	<b>1,4</b>	<b>1,6</b>
Posun při $F_{x,celk}$	[mm]	<b>2,8</b>	<b>6,0</b>	<b>7,3</b>

Tab. 4 Třecí síly a vodorovný posun vlivem tuhosti spodní stavby



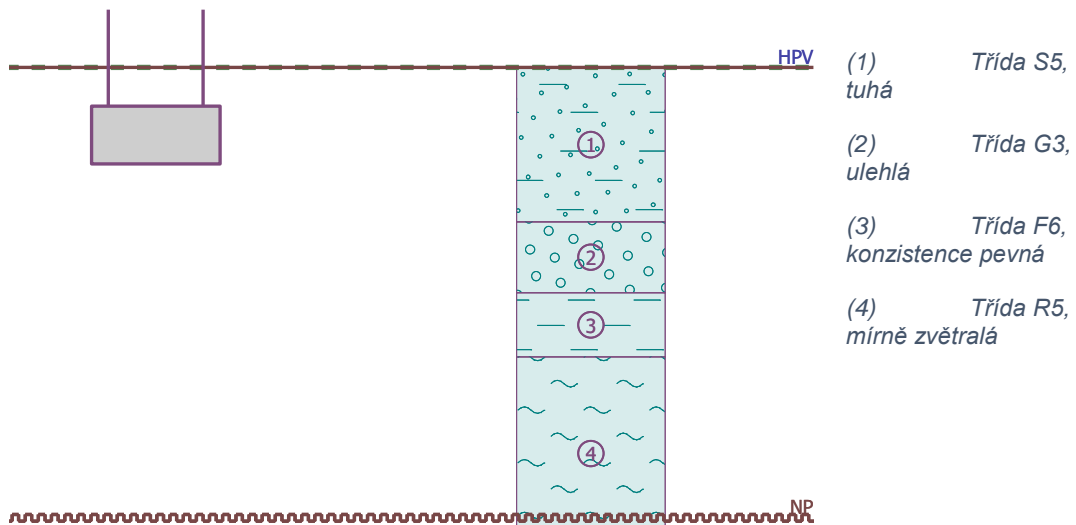
Obr. 25 Nelineární funkce tuhosti pilíře 1 a pevného ložiska, vlevo při zatížení vlastní tíhou, vpravo při zatížení dopravou

### 3.3.4.2 Pilíř 2

Pro pilíř 2 byl použit stejný princip tvorby modelu v programu GEO5 Patky s rozdílným podložím a s menšími momenty z důvodu menší výšky pilíře 7,2 m. Moment se spočítal:

$$M_y = F_x * 5,4 \quad (12)$$

Hodnoty svislého i vodorovného zatížení zůstaly stejné.



Obr. 26 Podloží pilíř 2

Zatěžovací stav		Fz	Fx	My	tan φ	δ
		[kN]	[kN]	[kNm]	[10 <sup>-3</sup> ]	[mm]
Stále	nez100	3500	100	-540	0,182	1,310
	nez200	3500	200	-1080	0,363	2,614
Stálé + LM71	zat100	6500	100	-540	0,181	1,303
	nez200	6500	200	-1080	0,361	2,599
	nez500	<b>6500</b>	<b>500</b>	-2700	0,903	<b>6,502</b>

Tab. 5 Posun δ v hlavě pilíře 2 vlivem natočení

Ohybová deformace pilíře vyšla 0,2 mm z důvodu menší výšky.

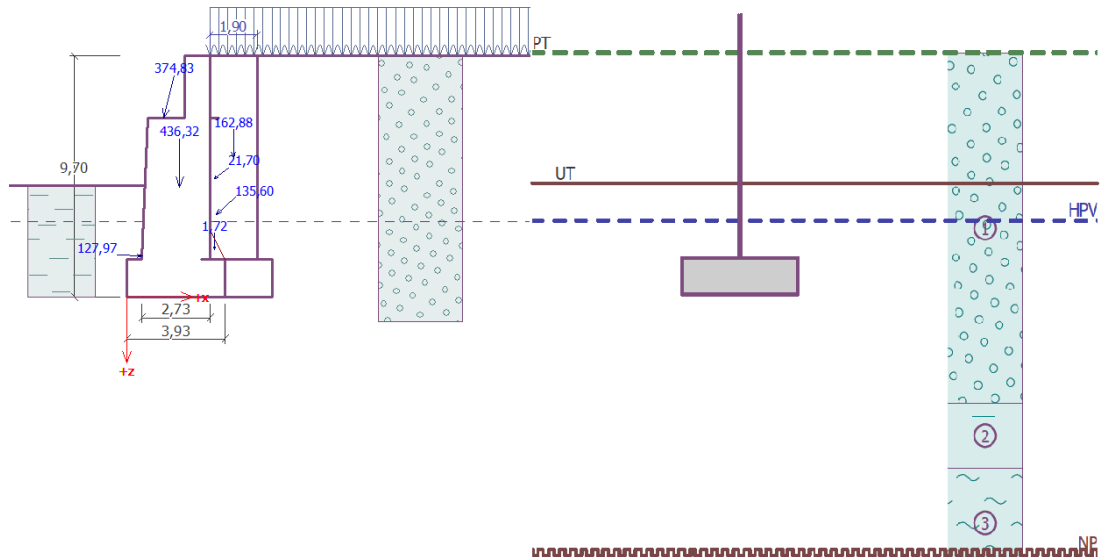
$$K = \frac{500}{6,50 + 0,20} = 75 \text{ MN/m} \quad (13)$$

### 3.3.4.3 Opěra

Na opěře 2 je umístěno pouze posuvné ložisko, proto je uveden výpočet tuhosti pouze pro opěru 1.

Pro tuhost opěry bylo použito programu GEO5 Opěra a GEO5 Patky. Vzhledem k mohutnosti opěry je opěra směrem do zeminy dokonale tuhá, uvažuje se pouze s tuhostí směrem od zeminy. Opěra byla namodelována podle skutečného tvaru a v modelu se zohlednila i vlastní váha opěry. Stejně jako ve výpočtu tuhosti pilířů bylo i zde počítáno se zatížením stálým a druhý stav svislého zatížení zahrnoval zatížení dopravou včetně přitížení za opěrou. Programem GEO5 Opěra byly spočítány zemní tlaky, vlastní váha, svislé a vodorovné přitížení a posouzeno překlopení a posunutí. Následně byl model

včetně zatížení převeden do programu GEO5 Patky, kde se posoudila svislá a vodorovná únosnost podloží, excentricita zatížení a pro model důležité pootočení patky (opěry).



Obr. 27 Zatížení opěry v programu GEO5 Opěra a model v programu GEO5 Patky, 1 - Třída G3, ulehlá, 2 - Třída F6, konzistence pevná, 3 - Třída R5, mírně zvětralá

Svislé zatížení obsahovalo vlastní hmotnost počítanou programem a svislou reakci mostu 500 kN. Od zatížení dopravou opěra přenáší asi 1500 kN. Pro výpočet natočení opět zatíženo více vodorovnými silami pro přehled chování opěry.

Na opěru působí zemní tlak a zatížení od mostu má určitou excentricitu, takže i bez vodorovného zatížení má opěra natočení. Toto natočení (bez vodorovného zatížení) je bráno jako výchozí stav a pro výpočet posunu v místě ložiska je uvažováno s relativní hodnotou pootočení.

Jak je vidět v Tab. 6 a na Obr. 28, pootočení opěry  $\varphi$  už není zcela lineární a při hodnotě síly  $F_x = 200$  kN se vychyluje od lineárního průběhu. Zásadnější rozdíl je ale v tuhosti při stálém zatížení a zatížení dopravou, kdy tuhost klesá. To je zapříčiněné excentricitou svislého zatížení. Pro výpočet tuhosti byla uvažován stav zat200, protože se nachází na proložené přímce a zároveň vystihuje počáteční tuhost zatěžovacího stavu se stálým zatížením, kde vodorovné síly dosahují pouze malých hodnot.

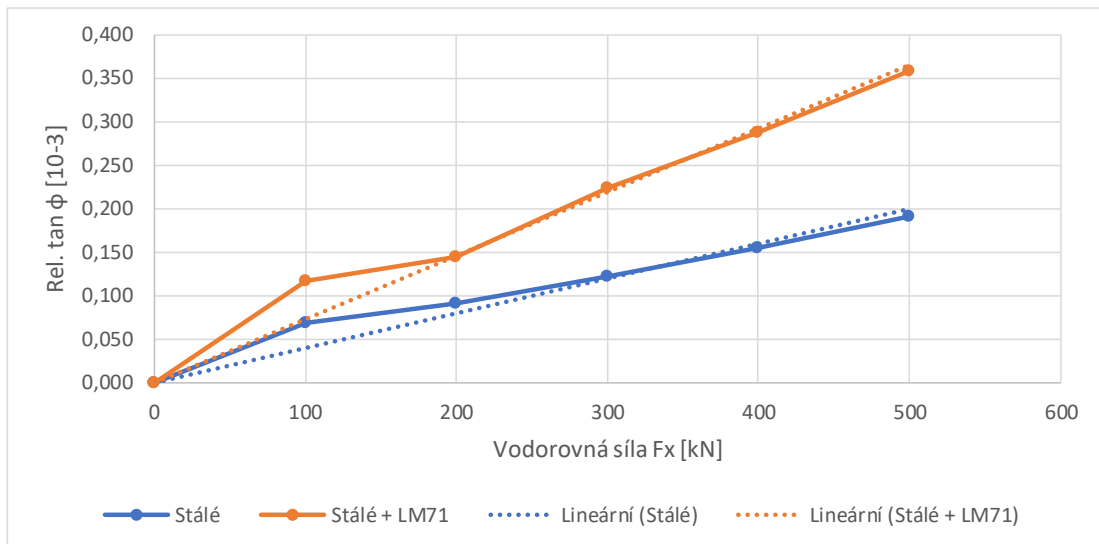
Zatěžovací stav		Fz	Fx	tan φ	rel. tan φ	δ
		[kN]	[kN]	[10 <sup>-3</sup> ]	[10 <sup>-3</sup> ]	[mm]
Stálé	nez	500	0	0,008	0,000	0,000
	nez100	500	100	0,076	0,068	0,490
	nez200	500	200	0,099	0,091	0,655
	nez300	500	300	0,130	0,122	0,878
	nez400	500	400	0,163	0,155	1,116
	nez500	500	500	0,198	0,190	1,368
Stálé + LM71	zat	2000	0	0,098	0,000	0,000
	zat100	2000	100	0,214	0,116	0,835
	zat200	<b>2000</b>	<b>200</b>	0,242	0,144	<b>1,037</b>
	zat300	2000	300	0,321	0,223	1,606
	zat400	2000	400	0,386	0,288	2,074
	zat500	2000	500	0,457	0,359	2,585

Tab. 6 Posun δ v opěře vlivem natočení

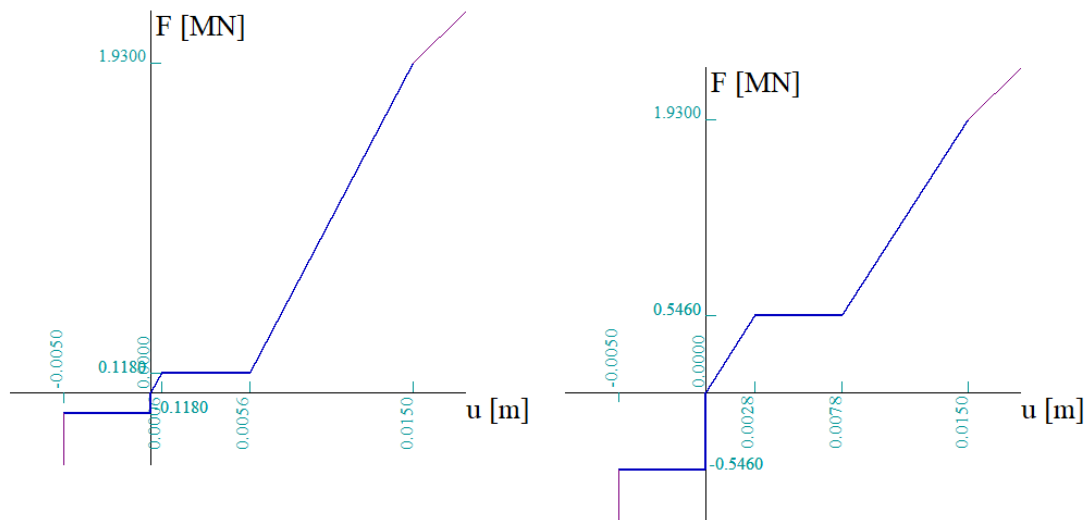
Opěra je velmi masivní a proto byla ohybová tuhost opěry zanedbána. Vodorovný posun není také uvažován.

$$K = \frac{200}{1,037} = 193 \text{ MN/m} \quad (14)$$

Opěra je v celkovém modelu BK a mostu zadána stejně jako pilíř – pouze pevný kloub s nelineární funkcí zahrnující i vůli pevného ložiska a konstrukce opěry je tak v modelu vynechána. Nelineární funkce je zobrazena na Obr. 29.



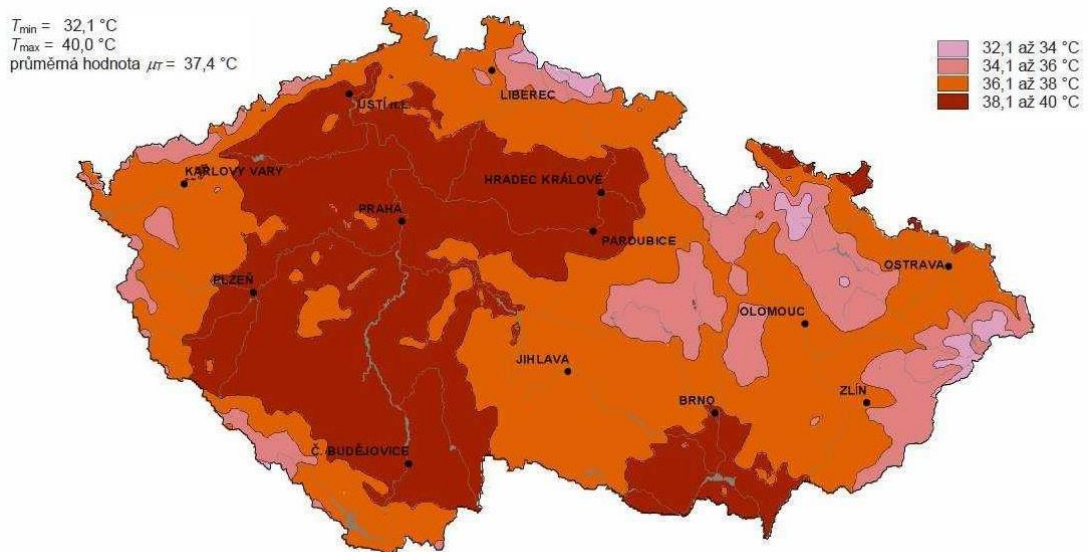
Obr. 28 Závislost vodorovné síly a pootočení



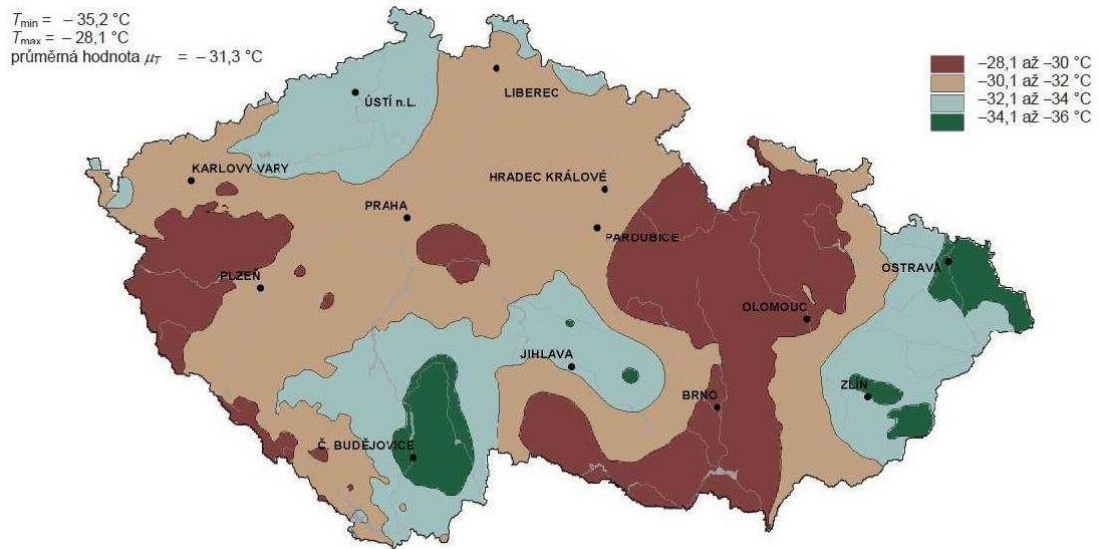
Obr. 29 Nelineární funkce tuhosti opěry 1 a pevného ložiska, vlevo při zatížení vlastní tíhou, vpravo při zatížení dopravou

### 3.3.5 Změny teploty mostní konstrukce

Teplotní účinek na mostní konstrukci byl stanoven podle normy ČSN EN 1991-1-5. Z map maximálních a minimálních teplot vzduchu ve stínu byly odečteny průměrné hodnoty v lokalitě mostu  $T_{\max} = 39^{\circ}\text{C}$  a  $T_{\min} = -31^{\circ}\text{C}$



Obr. 30 Mapa maximálních teplot vzduchu [12]



Obr. 31 Mapa minimálních teplot vzduchu [12]

Dále byla hodnota zvětšena/zmenšena podle typu konstrukce. Podle [12] je řešená konstrukce typu 1:

$$T_{e,max} = T_{max} + 16^{\circ}\text{C} = 55^{\circ}\text{C} \quad (15)$$

$$T_{e,min} = T_{min} - 3^{\circ}\text{C} = -34^{\circ}\text{C} \quad (16)$$

Pro výpočet oteplení a ochlazení mostu se uvažovalo osazení při teplotě  $T_0 = +10^{\circ}\text{C}$ . Z důvodu nejistoty dodržení této teploty se dále uvažovala bezpečnostní rezerva  $20^{\circ}\text{C}$ :

$$\Delta T_{N,exp} = -T_0 + T_{e,max} + 20 = +65^{\circ}\text{C} \quad (17)$$

$$\Delta T_{N,con} = -T_0 + T_{e,min} - 20 = -64^{\circ}\text{C} \quad (18)$$

### 3.4 Výsledky základního modelu

Pro první, základní model bylo počítáno s velikým množstvím zatěžovacích stavů od zatížení dopravou. Z důvodu změny tuhostních parametrů upevnění bylo nutno vytvořit odpovídající počet samostatných modelů.

V modelu bylo počítáno s novou kolejnicí 60 E1. Pro porovnání vlivu ojetí kolejnice byly pro rozhodující zatěžovací stav 21 a teplotní stavy vytvořeny také modely a tyto tři výsledky jsou uvedeny dále, viz Obr. 34, Obr. 36 a Obr. 58.

#### 3.4.1 Přehled zatěžovacích stavů od dopravy

Schéma uvažovaných zatěžovacích stavů je zobrazeno na Obr. 32. Celkem bylo vytvořeno 9 modelů s různými tuhostními vlastnostmi a 24 zatěžovacích stavů. U rozjezdových sil bylo uvažováno s maximální silou 1 MN, což

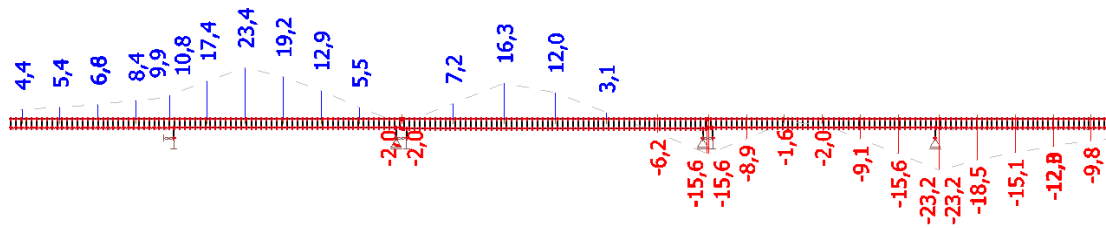


odpovídá zatížení úseku dlouhého 30 m. Šipky ve schématu znázorňují směr jízdy, tedy směr odpovídá silám brzdným, ale je opačný pro síly rozjezdové.

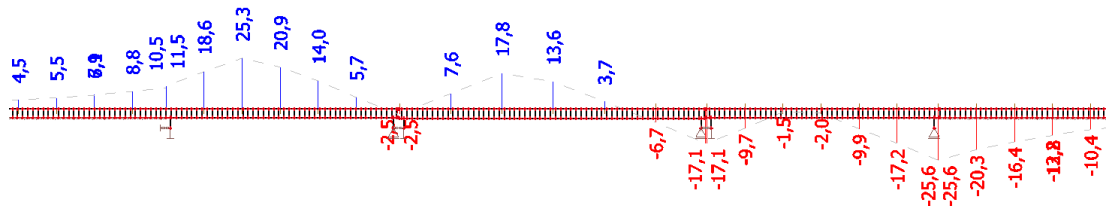
Zatěžovací stav	ŠIRÁ TRÁŤ	POLE 1	POLE 2	POLE 3	ŠIRÁ TRÁŤ
<b>MODEL 1</b>					
ZS1	→				
ZS2	←				
ZS3	30 m = 1 MN →				
<b>MODEL 2</b>					
ZS4	→				
ZS5	←				
ZS6	30 m = 1 MN →				
<b>MODEL 3</b>					
ZS7	→				
ZS8	←				
ZS9	30 m = 1 MN →				
<b>MODEL 4</b>					
ZS10	30 m = 1 MN →				
<b>MODEL 5</b>					
ZS11	→				
ZS12	←				
ZS13	← 30 m = 1 MN				
ZS14	30 m = 1 MN →				
<b>MODEL 6</b>					
ZS15	← 30 m = 1 MN				
<b>MODEL 7</b>					
ZS16	→				
ZS17	←				
ZS18	← 30 m = 1 MN				
<b>MODEL 8</b>					
ZS19	→				
ZS20	←				
ZS21	← 30 m = 1 MN				
<b>MODEL 9</b>					
ZS22	→				
ZS23	←				
ZS24	← 30 m = 1 MN				
<b>LEGENDA</b>					
SVISLÉ ZATÍŽENÍ + BRZDNÉ SÍLY		SVISLÉ ZATÍŽENÍ + ROZJEZDOVÉ SÍLY		SVISLÉ ZATÍŽENÍ	

Obr. 32 Přehled zatěžovacích stavů pro výchozí model

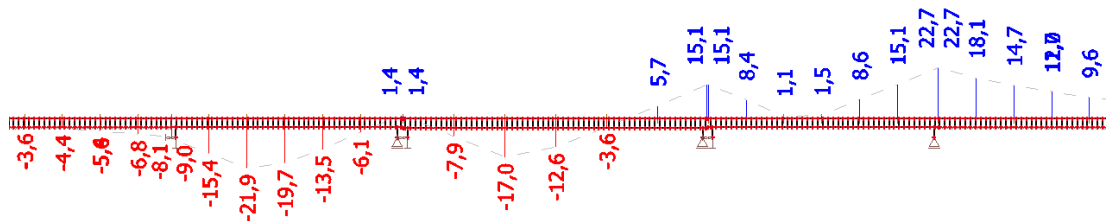
### 3.4.2 Výsledky od zatížení teplotou



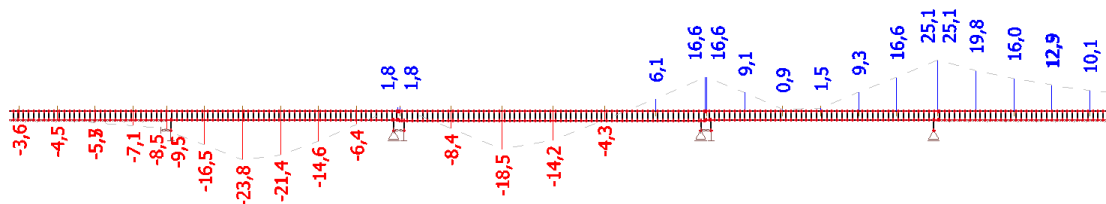
Obr. 33 Průběh napětí v kolejnici při oteplení mostu, model 1



Obr. 34 Průběh napětí v kolejnici při oteplení mostu, model 1, plocha kolejnice 90%



Obr. 35 Průběh napětí v kolejnici při ochlazení mostu, model 1

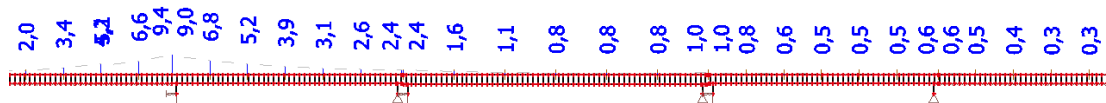


Obr. 36 Průběh napětí v kolejnici při ochlazení mostu, model 1, plocha kolejnice 90%

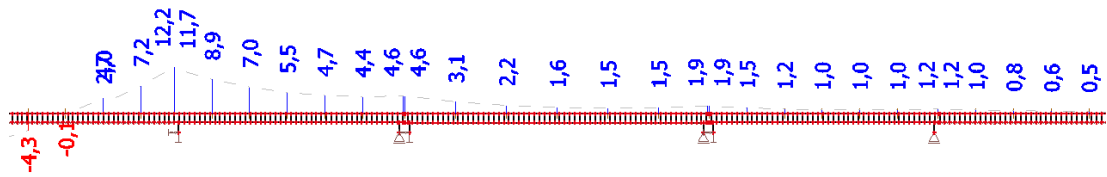
### 3.4.3 Výsledky od zatížení dopravou



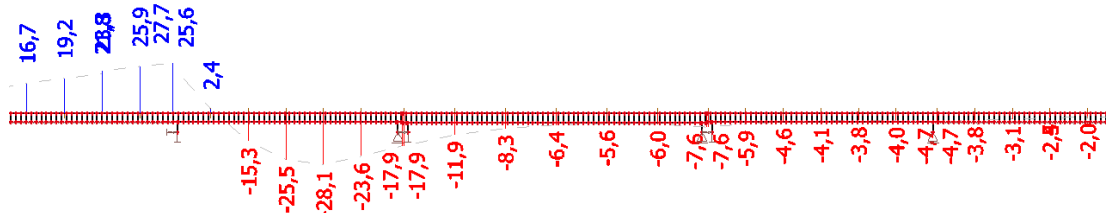
Obr. 37 Průběh napětí v kolejnici ZS1, model 1



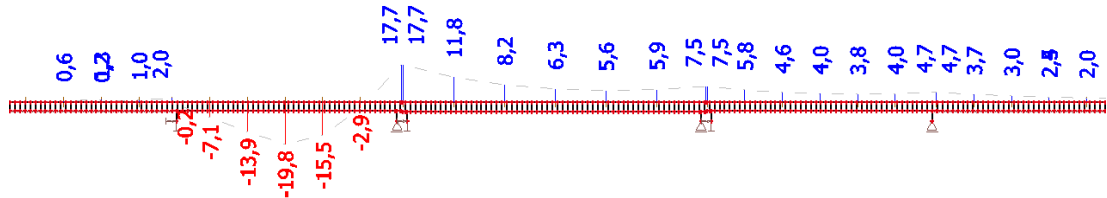
Obr. 38 Průběh napětí v kolejnici ZS2, model 1



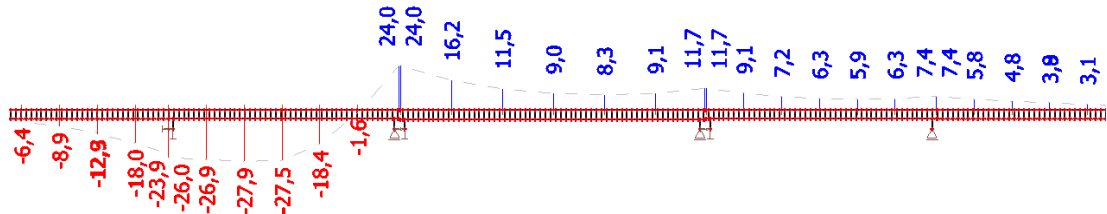
Obr. 39 Průběh napětí v kolejnici ZS3, model 1



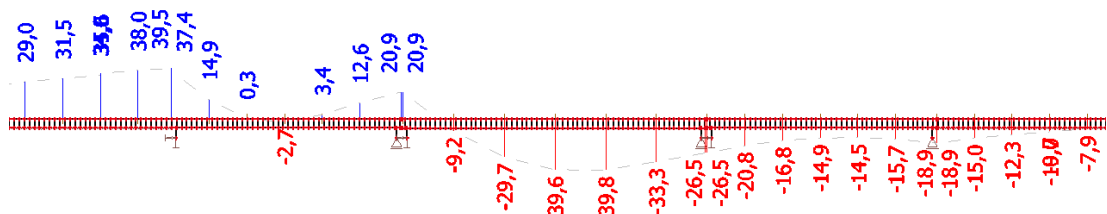
Obr. 40 Průběh napětí v kolejnici ZS4, model 1



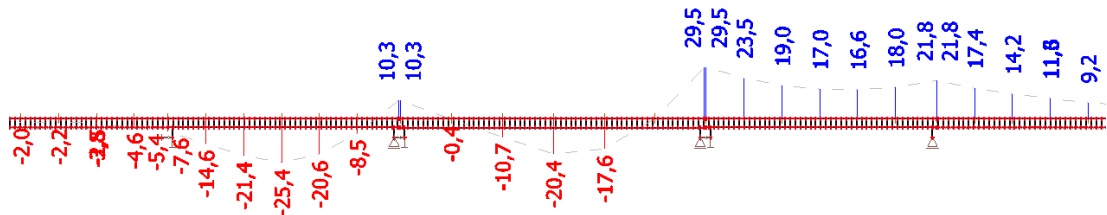
Obr. 41 Průběh napětí v kolejnici ZS5, model 1



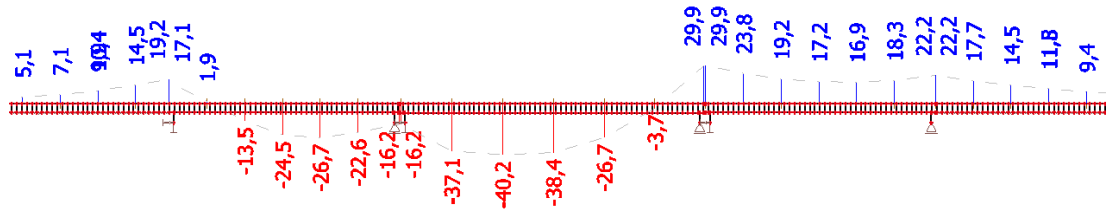
Obr. 42 Průběh napětí v kolejnici ZS6, model 1



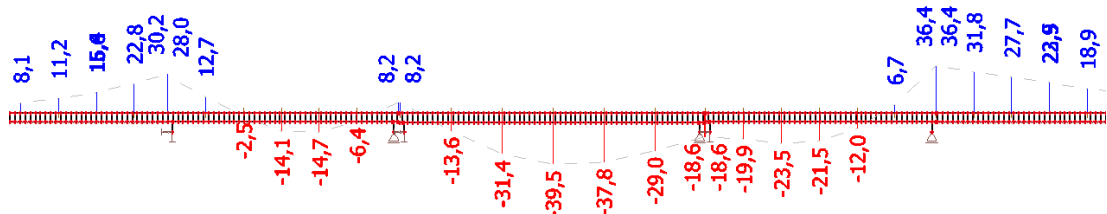
Obr. 43 Průběh napětí v kolejnici ZS7, model 1



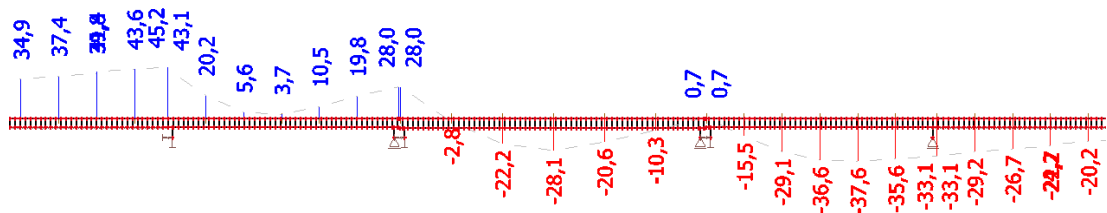
Obr. 44 Průběh napětí v kolejnici ZS8, model 1



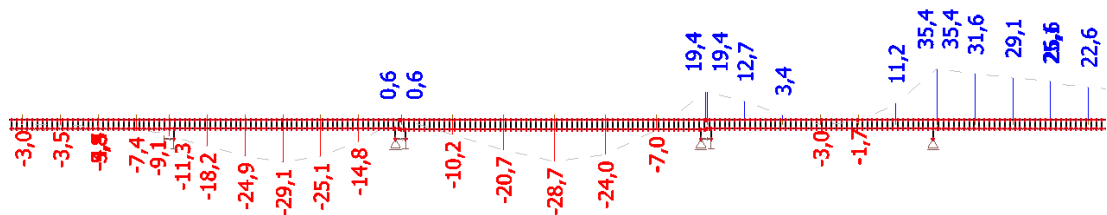
Obr. 45 Průběh napětí v kolejnici ZS9, model 1



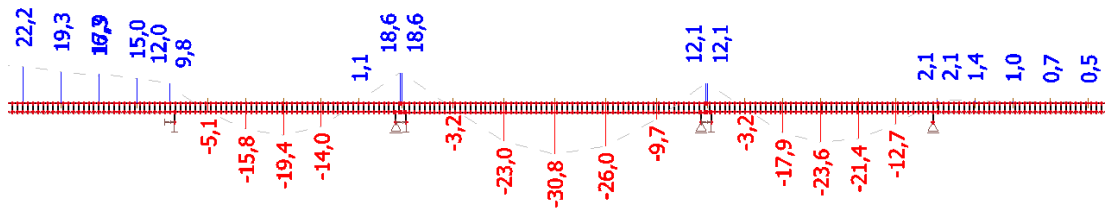
Obr. 46 Průběh napětí v kolejnici ZS10, model 1



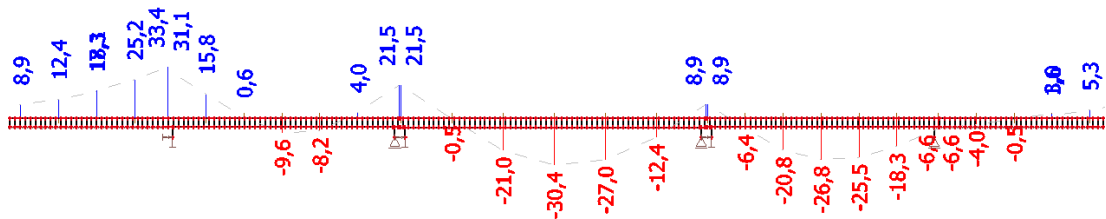
Obr. 47 Průběh napětí v kolejnici ZS11, model 1



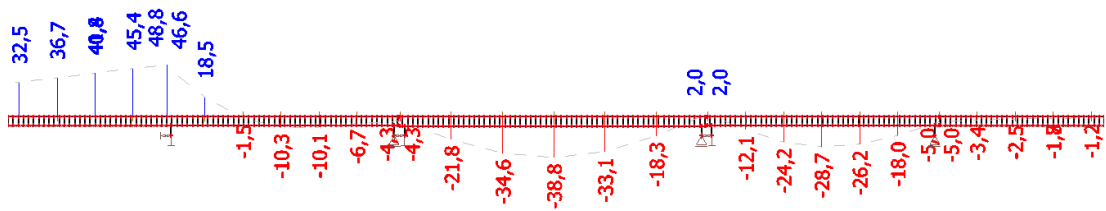
Obr. 48 Průběh napětí v kolejnici ZS12, model 1



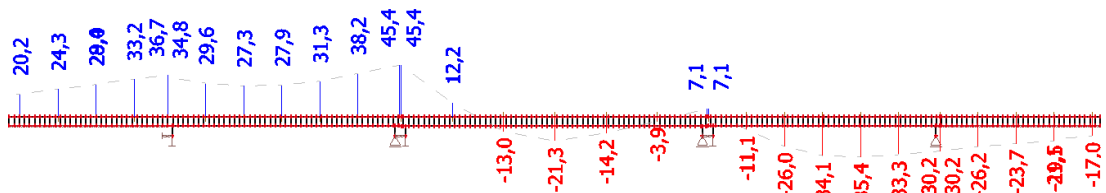
Obr. 49 Průběh napětí v kolejnici ZS13, model 1



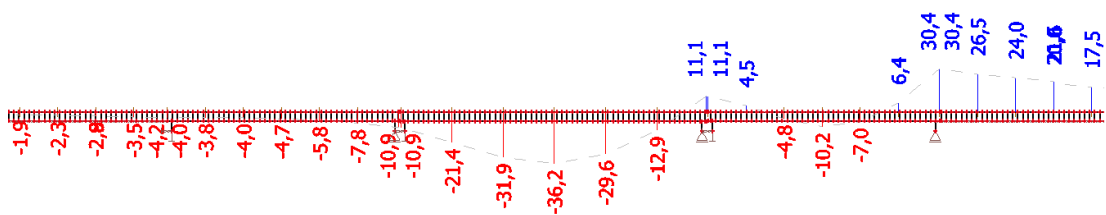
Obr. 50 Průběh napětí v kolejnici ZS14, model 1



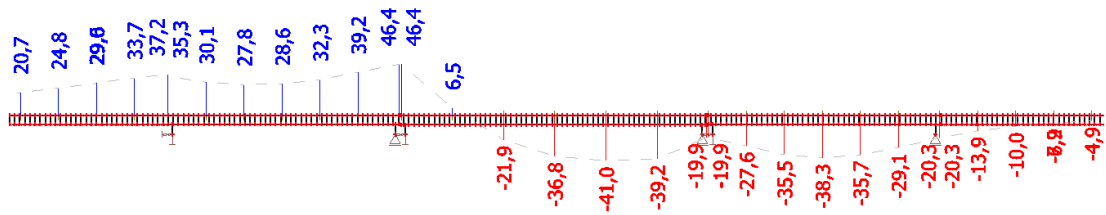
Obr. 51 Průběh napětí v kolejnici ZS15, model 1



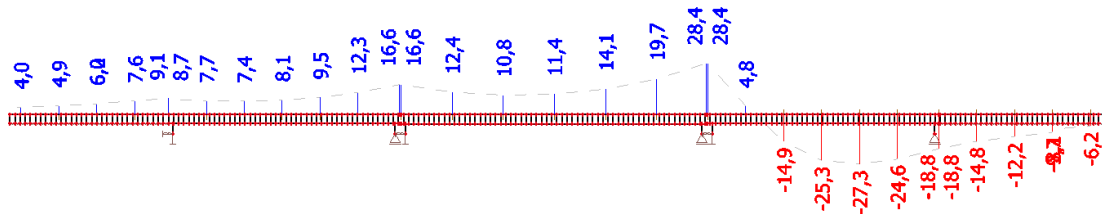
Obr. 52 Průběh napětí v kolejnici ZS16, model 1



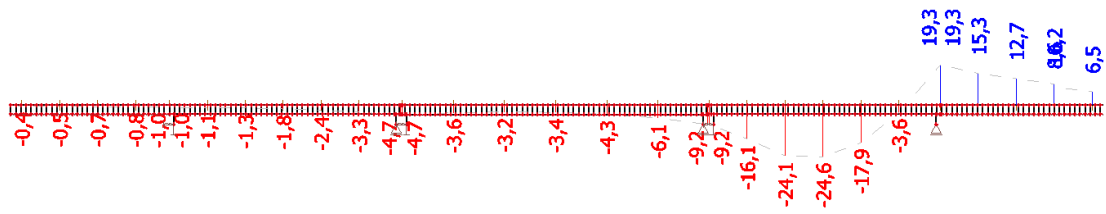
Obr. 53 Průběh napětí v kolejnici ZS17, model 1



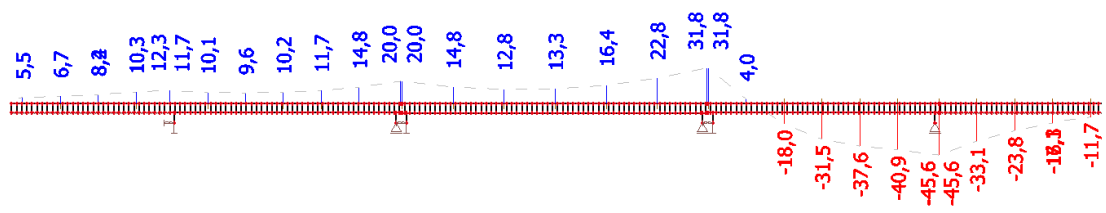
Obr. 54 Průběh napětí v kolejnici ZS18, model 1



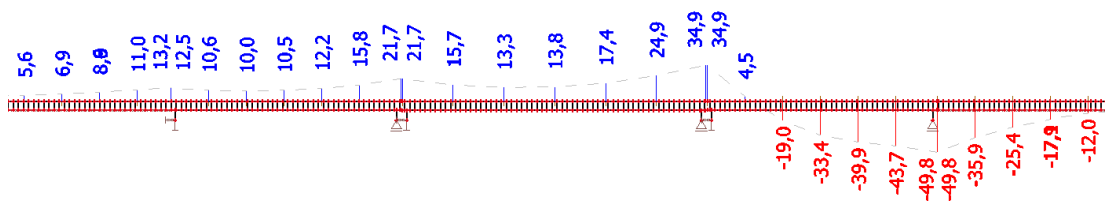
Obr. 55 Průběh napětí v kolejnici ZS19, model 1



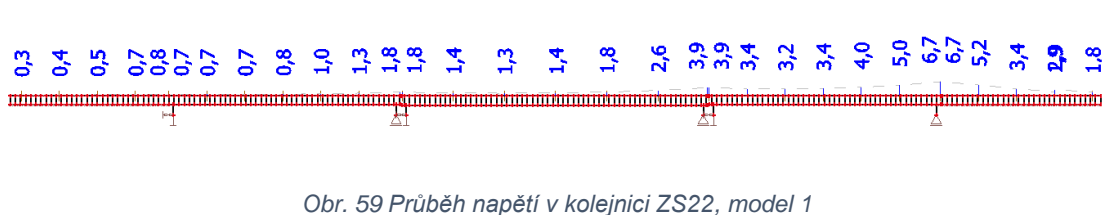
Obr. 56 Průběh napětí v kolejnici ZS20, model 1



Obr. 57 Průběh napětí v kolejnici ZS21, model 1



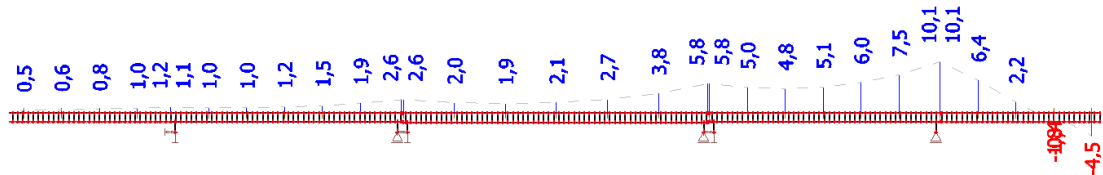
Obr. 58 Průběh napětí v kolejnici ZS21, model 1, plocha kolejnice 90%



Obr. 59 Průběh napětí v kolejnici ZS22, model 1



Obr. 60 Průběh napětí v kolejnici ZS23, model 1



Obr. 61 Průběh napětí v kolejnici ZS24, model 1

### 3.4.4 Kombinace zatěžovacích stavů

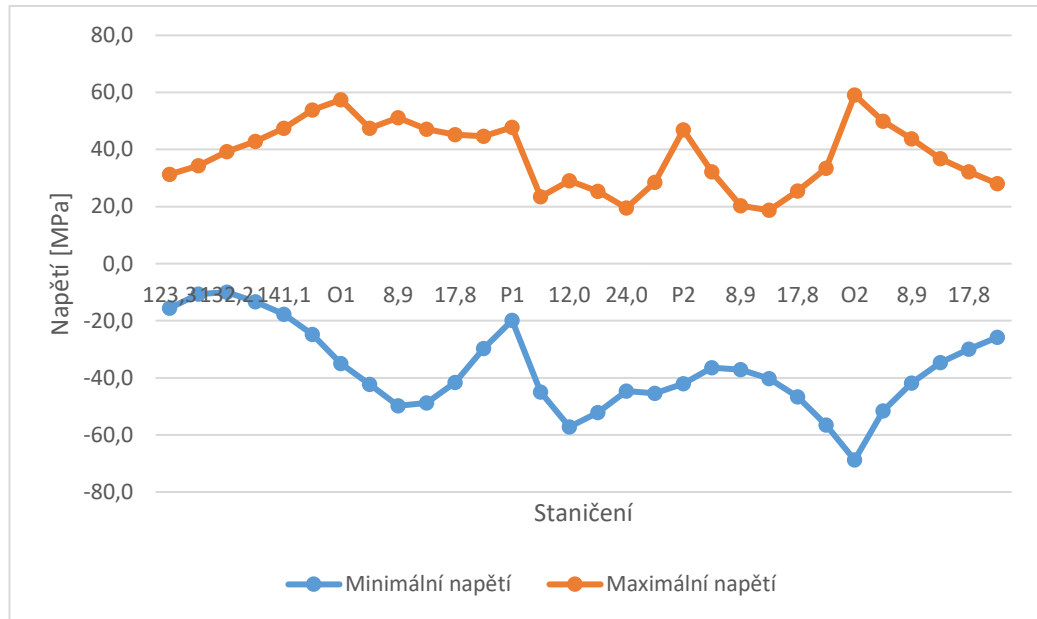
Pro velké množství zatěžovacích stavů zde nebudou uvedeny výsledky všech kombinací, ale pouze komplexní kombinace minimálních a maximálních hodnot napětí. Ze zatížení kladnou a zápornou změnou teploty byly vybrány minimální a maximální hodnoty na kolejnici. Ze všech 24 zatěžovacích stavů od dopravy byly vybrány také pouze extrémy v podobě minima a maxima v každém řezu. Jako výsledné hodnoty pro posouzení byla sečtena minima od teploty a od dopravy a maxima od teploty a dopravy.

Jak již bylo zmíněno, pro nejnepříznivější zatěžovací stav 21 bylo počítáno i s ojetou kolejnici (90% průřezové plochy). Celkové napětí nad opěrou 2 pak je rovno součtu napětí ze ZS21 a napětí od oteplení mostu. Hodnota napětí je **-75,4 MPa**. To je nárůst o **9,6%** oproti nové kolejnici. Kompletní výsledky napětí v nové kolejnici viz Tab. 7. a Obr. 62 Obr. 62 Extrémy napětí v kolejnici v grafu

Staničení prutu v programu		Teplota		ZS1 - ZS24		Σ	
		min	max	min	max	min	max
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-26,7	ŠIRÁ TRATĚ	-2,3	2,9	-13,3	28,4	-15,6	31,3
-22,3		-2,9	3,5	-7,7	30,8	-10,6	34,3
-17,8		-3,6	4,4	-6,4	34,9	-10,0	39,3
-13,4		-4,4	5,4	-8,9	37,4	-13,3	42,8
-8,9		-5,4	6,6	-12,3	40,8	-17,7	47,4
-4,5		-6,8	8,4	-18,0	45,4	-24,8	53,8
0,0	O1	-9,0	10,8	-26,0	46,6	-35,0	57,4
4,5	POLE1	-15,4	17,4	-26,9	30,1	-42,3	47,5
8,9		-21,9	23,4	-27,9	27,8	-49,8	51,2
13,4		-19,7	19,2	-29,1	27,9	-48,8	47,1
17,8		-13,5	12,9	-28,1	32,3	-41,6	45,2
22,3		-6,1	5,5	-23,6	39,2	-29,7	44,7
0,0		P1	-2,0	1,4	-17,9	46,4	-19,9
6,0	pole 2	-7,9	7,2	-37,1	16,2	-45,0	23,4
12,0		-17,0	16,3	-40,2	12,8	-57,2	29,1
18,0		-12,6	12,0	-39,6	13,3	-52,2	25,3
24,0		-3,6	3,1	-41,0	16,4	-44,6	19,5
30,0		-6,2	5,7	-39,2	22,8	-45,4	28,5
0,0		P2	-15,6	15,1	-26,5	31,8	-42,1
4,5	pole 3	-8,9	8,4	-27,6	23,8	-36,5	32,2
8,9		-1,6	1,1	-35,5	19,2	-37,1	20,3
13,4		-2,0	1,5	-38,3	17,2	-40,3	18,7
17,8		-9,1	8,6	-37,6	16,9	-46,7	25,5
22,3		-15,6	15,1	-40,9	18,3	-56,5	33,4
0,0		O2	-23,2	22,7	-45,6	36,4	<b>-68,8</b>
4,5	ŠIRÁ TRATĚ	-18,5	18,1	-33,1	31,8	-51,6	49,9
8,9		-15,1	14,7	-26,7	29,1	-41,8	43,8
13,4		-12,0	11,7	-22,7	25,1	-34,7	36,8
17,8		-9,8	9,6	-20,2	22,6	-30,0	32,2
22,3		-8,0	7,8	-17,8	20,2	-25,8	28,0
							<b>-68,8</b>

Tab. 7 Výsledné extrémní napětí v kolejnici, základní model 1





Obr. 62 Extrémní napětí v kolejnici v grafu, model 1

### 3.4.5 Deformace konstrukce

#### 3.4.5.1 Deformace od svislého zatížení

Dle [5] nesmí vodorovný posun horního okraje nosné konstrukce překročit hodnotu 8 mm. Na Obr. 63 až Obr. 65 jsou zobrazeny posuny na okraji konstrukce v těžišti. Pro pilíře se uvažuje rozdíl vzdáleností sousedících nosných konstrukcí před a po zatížení. Výsledné hodnoty vodorovných posunů jsou:

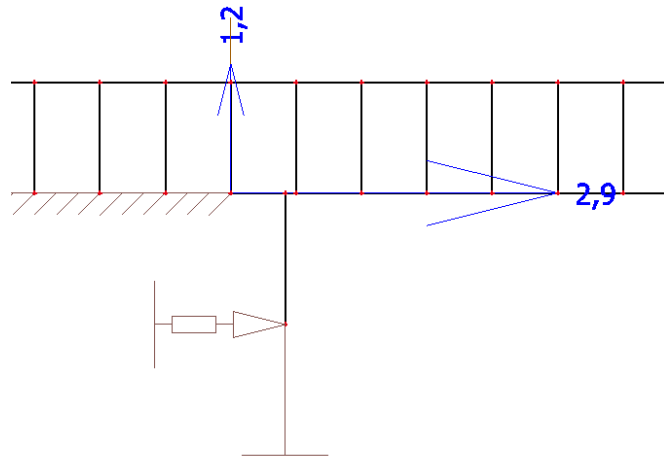
- Opěra 1:  $2,9/1,209 \cdot 2,085 = 5,0 \text{ mm}$
- Pilíř 1 a 2 viz Tab. 8

Model 1		Pilíř 1		Pilíř 2	
		Levá	Pravá	Levá	Pravá
Výška těžiště průřezu	[m]	1,209	1,126	1,126	1,209
Výška povrchu mostovky		2,085	2,085	2,085	2,085
Posun ložiska	[mm]	6,2	-1,2	6,3	-2,2
Posun těžiště		3,1	2,4	2,6	0,8
Rel. posun horní povrch		-5,3	6,7	-6,9	5,2
Abs. posun horní povrch		0,9	5,5	-0,6	3,0
$\delta_H$		4,6		3,5	

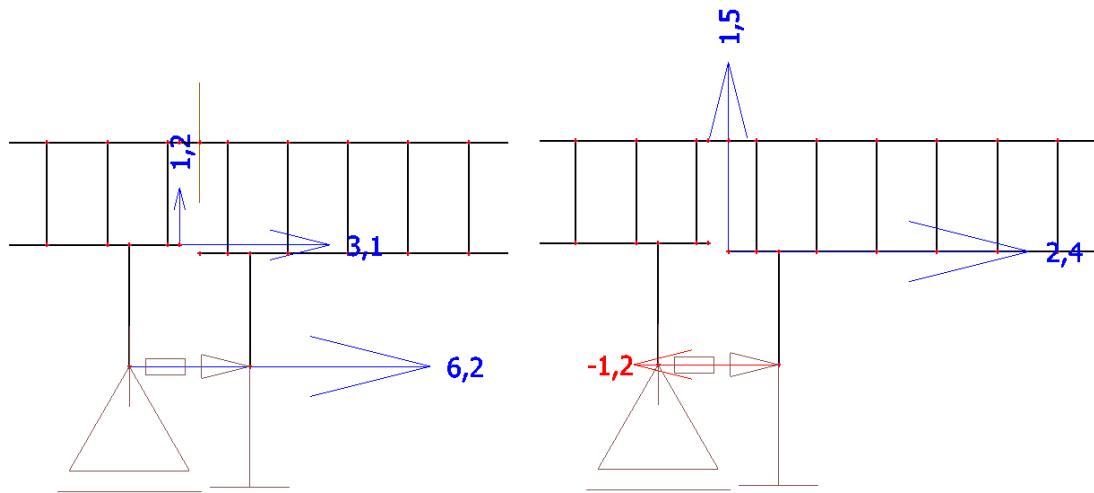
Tab. 8 Vodorovné posuny horního okraje nosné konstrukce, model 1

Vodorovné posuny jsou v pořádku.

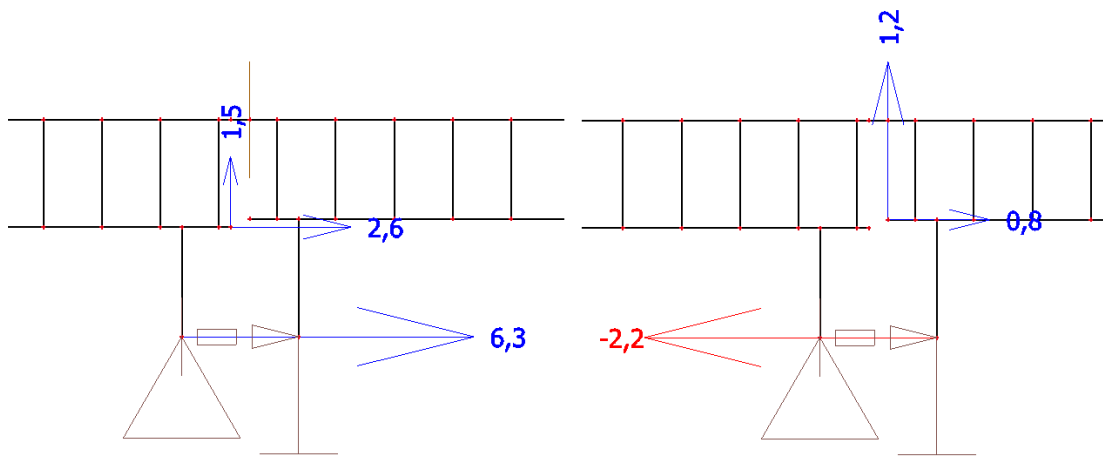
Svislé posuny jsou omezeny na hodnotu 3 mm a všechna pole omezení splňují.



Obr. 63 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, opěra 1, model 1



Obr. 64 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, pilíř 1, model 1

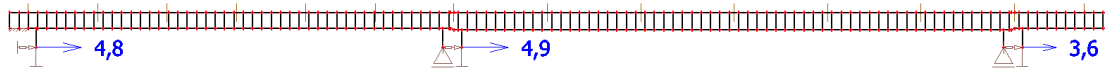


6,2

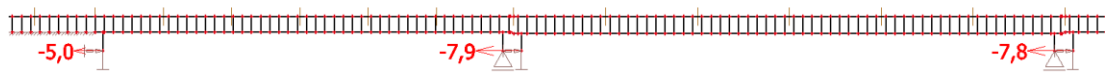
Obr. 65 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, pilíř 2, model 1

### 3.4.5.2 Deformace při rozjezdu a brzdění

Pro účinky brzdných a rozjezdových sil je podle [5] maximální posun konstrukce 5 mm. Tato hodnota není splněna v zatěžovacím stavu 12, viz Obr. 67.



Obr. 66 Posun vlivem brzdných sil, ZS11, model 1



Obr. 67 Posun vlivem brzdných sil, ZS12, model 1

## 4 Parametrická studie

Po vyhodnocení základního modelu následuje úprava rozpětí a další posouzení kombinované odevzy BK a mostu. Pro most se třemi poli bude použit stejný model, jen budou pomocí parametrů upravena rozpětí. Už u prvního modelu byla snaha model co nejvíce parametrizovat, tedy pro rozměry a zatížení použít co nejvíce proměnných parametrů, při jejichž změně bude model taky automaticky změněn.

Základními parametry byly rozpětí jednotlivých polí a násobitel vzájemné výškové polohy těžiště ložisek, těžiště nosníku mostu a těžiště kolejnic. Od těchto základních parametrů byly pomocí vzorců odvozeny další, které udávaly souřadnice základních bodů modelu a polohu řezů pro získání výsledků.

Ani použití parametrů však nezajistilo plně automatickou změnu celého modelu, a tak se změny neobešly bez ruční práce. Další hodnoty, které musely být upraveny, je tuhost upevnění a tuhost podpor, tedy jejich nelineární funkce, protože do těchto funkcí nelze vkládat hodnoty pomocí parametrů. Tuhost upevnění byla zvětšena, respektive zmenšena o poměr zvětšení, respektive zmenšení daného pole. To bylo způsobeno změnou vzdáleností prutů reprezentujících upevnění koleje na mostě.

Velký vliv má i průřez mostu, proto se změnila i momentová únosnost průřezů v poměru změny momentů. Tato změna byla následně ověřena průhybem od zatížení LM71. Při změně tuhosti je třeba dbát zvýšené pozornosti, protože u tohoto typu nosné konstrukce je vlivem deformace mostu do koleje vnášeno velké napětí. To je způsobeno hlavně polohou mostovky. Horní mostovka je pro interakci mostu a koleje nevhodná, což se projevuje na vnesení výrazného napětí do kolejnice. V oblasti podpor je namáhání tahové a v poli tlakové.

### 4.1 Modely o třech polích

#### 4.1.1 Model 2 – most o třech polích: 36 m – 36 m – 36 m

Jako první změnou modelu je zvětšení prvního a třetího pole na stejné rozpětí jako druhé pole základního modelu.

##### 4.1.1.1 Změna parametrů

Průřez mostu a vzájemná poloha ložisek, nosníku a koleje byla upravena pouze pro 1. a 3. pole. Hodnoty byly použity stejné jako pro 2. pole základního modelu.

Tuhost upevnění byla pro první a třetí pole zvětšena, což vychází z poměru původního a nového rozpětí. Tuhost upevnění pro střední pole zůstala stejná. Nové hodnoty použité v nelineárních funkcích viz Tab. 9.

Tuhost spodní stavby byla zachována, pouze se změnilly třecí síly v pevných ložiskách vlivem větší hmotnosti a zatížení polí 1 a 3. Hodnoty třecích sil a deformací spodní stavby, při kterých k prokluzu ložiska dojde, jsou uvedeny v Tab. 9. Na základě těchto hodnot byli upraveny nelineární funkce pevných ložisek.

		Pole		
		1	2	3
L	[m]	36,00	36,00	36,00
<b>Parametry pevných ložisek</b>				
$F_{z,G}$	[kN]	453	453	453
$F_{z,LM71}$	[kN]	1440	1440	1440
$F_{x,G}$	[kN]	<b>181</b>	<b>181</b>	<b>181</b>
$F_{x,LM71}$	[kN]	576	576	576
$F_{x,celk}$	[kN]	<b>757</b>	<b>757</b>	<b>757</b>
Tuhost spodní stavby	[MN/m]	193	127	75
Posun při $F_{z,G}$	[mm]	<b>0,9</b>	<b>1,4</b>	<b>2,4</b>
Posun při $F_{x,celk}$	[mm]	<b>3,9</b>	<b>6,0</b>	<b>10,1</b>
<b>Tuhostní parametry</b>				
Násobitel	[-]	1,347	1,000	1,347
Svislá - svěrky	[MN]	0,01886	0,01400	0,01886
Svislá - podložky	[MN]	0,21557	0,16000	0,21557
$r_{0,nezat}$	[MN]	0,01859	0,01380	0,01859
$r_{0,zat}$	[MN]	0,04513	0,03350	0,04513

Tab. 9 Změněné parametry pro model 2

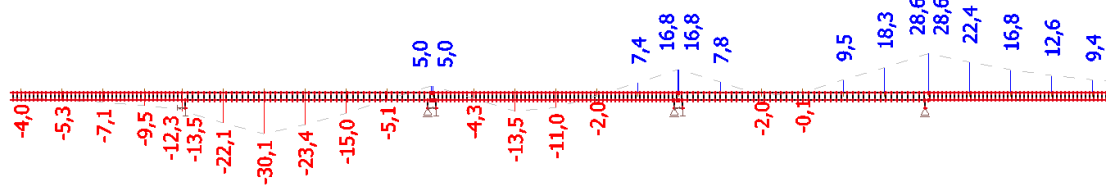
#### 4.1.1.2 Zatěžovací stavy

Zatížení modelu 2 už nebylo provedeno v takovém rozsahu jako u základního modelu. Z modelu 1 byly vybrány pouze zásadní zatěžovací stavy s rozhodujícími extrémy. Rozhodující zatěžovací stavy: 6, 7, 9-12, 15, 18 a 21.

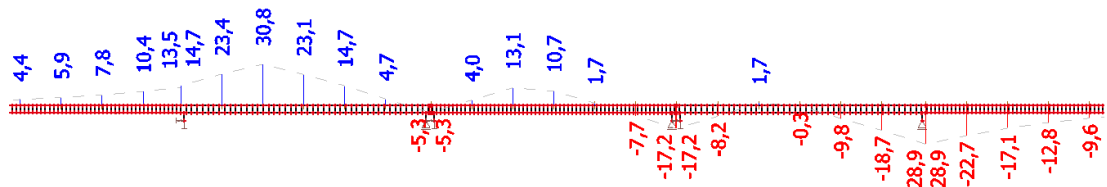
#### 4.1.1.3 Napětí

Výsledky byly zpracovány stejným způsobem jako u základního modelu. Nad opěrou 2 hodnota napětí překročila hodnotu maximálního tlakového napětí v kolejovém loži. Proto byla do tabulky výsledků (Tab. 10) přidána hodnota napětí 1,5 m od konce nosníku 3. pole. Tato vzdálenost odpovídá místu, kde už je kolej v kolejovém loži a proto hrozí vybočení již při hodnotě -72,0 MPa. Pro tento případ hodnota napětí splňuje limit.

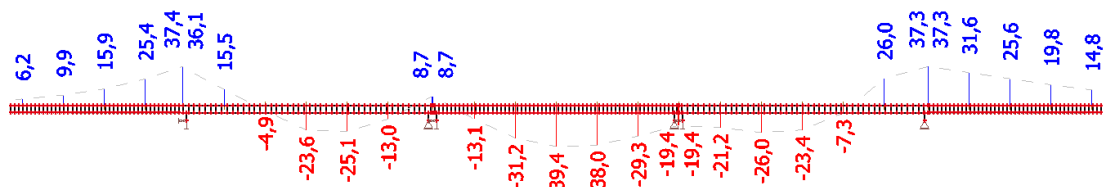
Jako rozhodující zatěžovací stavy od dopravy zde byly tři. Vysoké hodnoty tahového napětí nad opěrou 1 vznikly od ZS10, viz Obr. 70. Obr. 80 Průběh napětí v kolejnici ZS10, model 3 Nad opěrou 2 rozhodoval ZS15 pro tahové namáhání, viz Obr. 71 a ZS21 pro tlakové namáhání, viz Obr. 72.



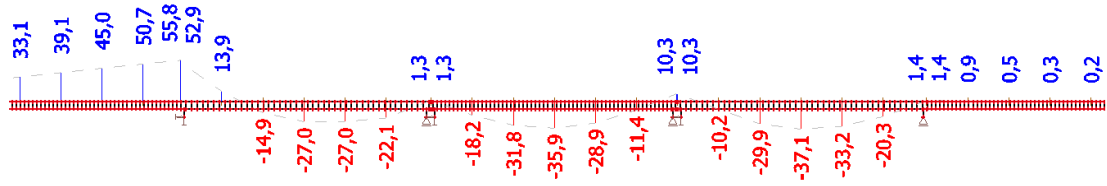
Obr. 68 Průběh napětí v kolejnici při ochlazení mostu, model 2



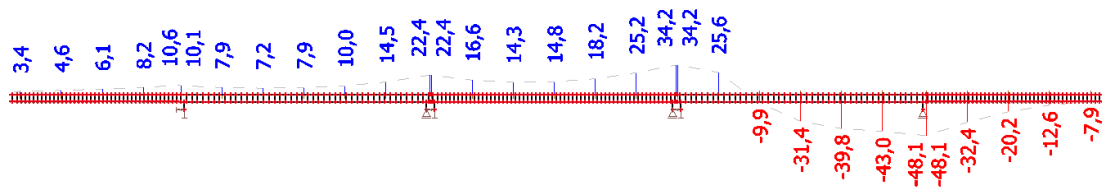
Obr. 69 Průběh napětí v kolejnici při oteplení mostu, model 2



Obr. 70 Průběh napětí v kolejnici ZS10, model 2



Obr. 71 Průběh napětí v kolejnici ZS15, model 2



Obr. 72 Průběh napětí v kolejnici ZS21, model 2

Staničení prutu v programu		Teplota		ZS1 - ZS24		Σ	
		min	max	min	max	min	max
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-36,0	ŠIRÁ TRATĚ	-2,2	2,5	-0,9	27,4	-3,1	29,9
-30,0		-3,0	3,3	-1,4	31,5	-4,4	34,8
-24,0		-4,0	4,4	-2,3	35,8	-6,3	40,2
-18,0		-5,3	5,9	-3,7	40,1	-9,0	46,0
-12,0		-7,1	7,8	-5,9	45,0	-13,0	52,8
-6,0		-9,5	10,4	-9,4	50,7	-18,9	61,1
0,0	O1	-13,5	14,7	-15,3	52,9	-28,8	67,6
6,0	POLE1	-22,1	23,4	-17,7	26,9	-39,8	50,3
12,0		-30,1	30,8	-19,9	23,1	-50,0	53,9
18,0		-23,4	23,1	-33,0	23,7	-56,4	46,8
24,0		-15,0	14,7	-36,2	28,7	-51,2	43,4
30,0		-5,1	4,7	-30,2	38,2	-35,3	42,9
0,0	P1	-5,3	5,0	-22,0	47,9	-27,3	52,9
6,0	pole 2	-4,3	4,0	-25,2	16,6	-29,5	20,6
12,0		-13,5	13,1	-31,8	14,3	-45,3	27,4
18,0		-11,0	10,7	-39,4	14,8	-50,4	25,5
24,0		-2,0	1,7	-38,9	18,2	-40,9	19,9
30,0		-7,7	7,4	-34,3	25,2	-42,0	32,6
0,0	P2	-17,2	16,8	-29,1	34,2	-46,3	51,0
6,0	pole 3	-8,2	7,8	-26,6	25,6	-34,8	33,4
12,0		-2,0	1,7	-39,9	12,0	-41,9	13,7
18,0		-0,3	-0,1	-45,1	9,9	-45,4	9,8
24,0		-9,8	9,5	-45,0	9,4	-54,8	18,9
30,0		-18,7	18,3	-43,0	26,0	-61,7	44,3
0,0	O2	-28,9	28,6	-48,1	40,5	<b>-77,0</b>	<b>69,1</b>
1,5		-27,0		-44,2		-71,2	
6,0	ŠIRÁ TRATĚ	-22,7	22,4	-32,4	36,6	-55,1	59,0
12,0		-17,1	16,8	-28,0	32,2	-45,1	49,0
18,0		-12,8	12,6	-23,7	27,9	-36,5	40,5
24,0		-9,6	9,4	-19,5	23,6	-29,1	33,0
30,0		-7,2	7,1	-15,4	19,4	-22,6	26,5
						<b>-77,0</b>	<b>69,1</b>

Tab. 10 Výsledné extrémy napětí v kolejnici, model 2

#### 4.1.1.4 Deformace konstrukce

##### 4.1.1.4.1 Deformace od svislého zatížení

Dle [5] nesmí vodorovný posun horního okraje nosné konstrukce překročit hodnotu 8 mm. Na Obr. 73 až Obr. 75 jsou zobrazeny posuny na okraji konstrukce v těžišti. Pro pilíře se uvažuje rozdíl vzdáleností sousedících nosných konstrukcí před a po zatížení. Výsledné hodnoty vodorovných posunů jsou:

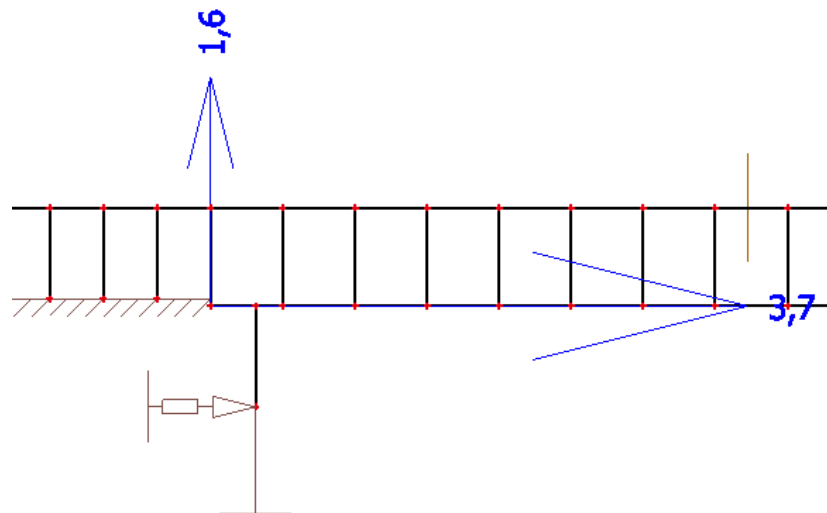
- Pole 1:  $3,7/1,126*2,085 = 6,9 \text{ mm}$
- Pilíř 1 a 2 viz Tab. 11

Model 2		Pilíř 1		Pilíř 2	
		Levá	Pravá	Levá	Pravá
Výška těžiště průřezu	[m]	1,126	1,126	1,126	1,126
Výška povrchu mostovky		2,085	2,085	2,085	2,085
Posun ložiska	[mm]	7,8	-0,8	6,8	-2,5
Posun těžiště		3,9	2,8	3,0	1,2
Rel. posun horní povrch		-7,2	6,7	-7,0	6,9
Abs. posun horní povrch		0,6	5,9	-0,2	4,4
$\delta_H$		5,3		4,6	

Tab. 11 Vodorovné posuny horního okraje nosné konstrukce, model 2

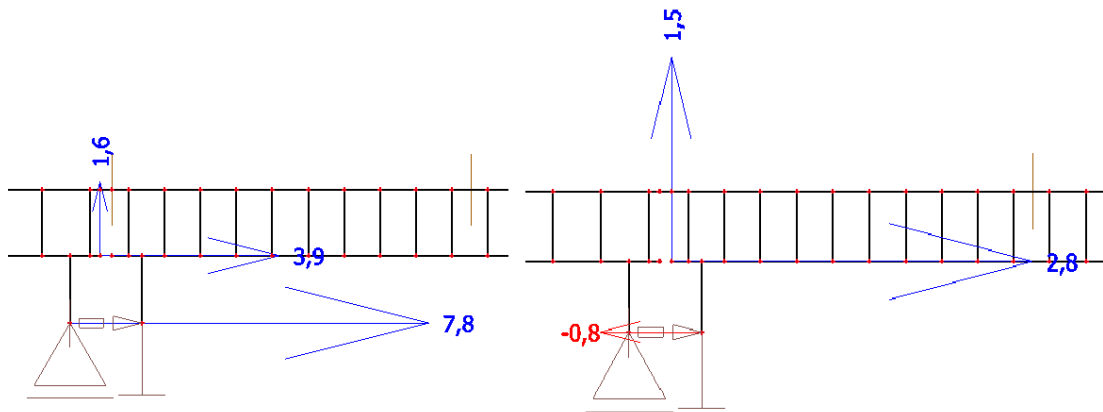
Vodorovné posuny jsou v pořádku.

Svislé posuny jsou omezeny na hodnotu 3 mm a všechna pole omezení splňují.

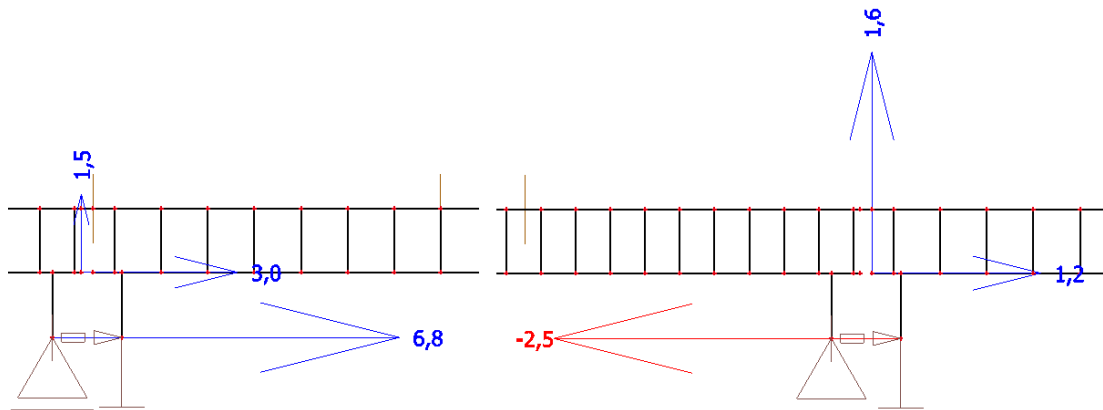


Obr. 73 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, opěra 1, model 2





Obr. 74 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, pilíř 1, model 2

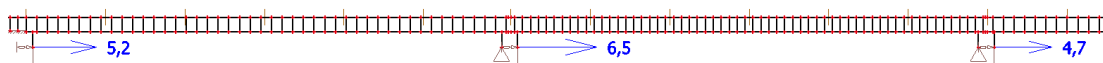


Obr. 75 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, pilíř 3, model 2

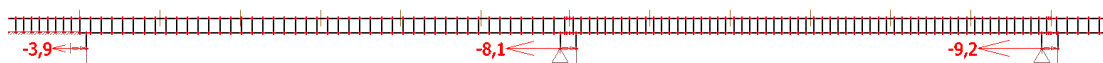
#### 4.1.1.4.2 Deformace při rozjezdu a brzdění

Pro účinky brzdných a rozjezdových sil je podle [5] maximální posun konstrukce 5 mm. Tato hodnota není splněna, viz Obr. 76 a Obr. 77.

U dalších modelů už posun v ložiscích nebude řešen, protože s rostoucím rozpětím se vodorovné reakce zvětšují a tím se zvětší i vodorovné posuny. Další modely budou posuzovány pouze na posuny horního okraje nosné konstrukce od svislého zatížení.



Obr. 76 Posun vlivem brzdných sil, ZS11, model 2



Obr. 77 Posun vlivem brzdných sil, ZS12, model 2

#### 4.1.2 Model 3 – most o třech polích: 40 m – 40 m – 40 m

##### 4.1.2.1 Změna parametrů

Parametry byly upraveny podle stejného principu jako u modelu 2, ale navíc byly upraveny ohybové tuhosti a výškové uspořádání. V předchozím modelu byl použit průřez středního pole pro všechna tři pole, takže nebylo potřeba měnit parametry. Pro model 3 byl použit průřez z předchozího modelu, který byl upraven pomocí násobitelů vlastností, což je umožněno přímo programem. Všechny změněné parametry jsou shrnuty v Tab. 12. Nejednoznačná je hodnota násobitele výškové polohy ložisek, mostu a kolejnic. Tato hodnota byla vypočítána podle funkce, která byla ručně exponenciálně aproximována podle vlastností I průřezů. Cílem bylo určit závislost mezi změnou průřezového modulu a výšce profilu. Po ruční iteraci byla získána funkce:

$$X_h = \sqrt[2,7]{X_W} \quad (19)$$

kde:  $X_h$  násobek výšky průřezu

$X_W$  je násobek průřezového modulu

Ohybová tuhost byla vždy zkontrolována ověřením průhybu mostu.

		Pole		
		1	2	3
L	[m]	40,00	40,00	40,00
<b>Parametry pevných ložisek</b>				
$F_{z,G}$	[kN]	530	530	530
$F_{z,LM71}$	[kN]	1600	1600	1600
$F_{x,G}$	[kN]	<b>212</b>	<b>212</b>	<b>212</b>
$F_{x,LM71}$	[kN]	640	640	640
$F_{x,celk}$	[kN]	<b>852</b>	<b>852</b>	<b>852</b>
Tuhost spodní stavby	[MN/m]	193	127	75
Posun při $F_{z,G}$	[mm]	<b>1,1</b>	<b>1,7</b>	<b>2,8</b>
Posun při $F_{x,celk}$	[mm]	<b>4,4</b>	<b>6,7</b>	<b>11,4</b>
<b>Tuhostní parametry</b>				
Násobitel	[-]	1,497	1,111	1,497
Svislá - svěrky	[MN]	0,02096	0,01556	0,02096
Svislá - podložky	[MN]	0,23952	0,17778	0,23952
$r_{0,nezat}$	[MN]	0,02066	0,01533	0,02066
$r_{0,zat}$	[MN]	0,05015	0,03722	0,05015
<b>Průřez a výškové uspořádání</b>				
$M_{LM71}$ původní	[kN.m]	16990		
$M_{LM71}$ nový	[kN.m]	20520		
Nás. ohybové tuhosti	[-]	1,208		
Nás. výškové polohy	[-]	1,072		

Tab. 12 Změněné parametry pro model 3

#### 4.1.2.2 Zatěžovací stavy

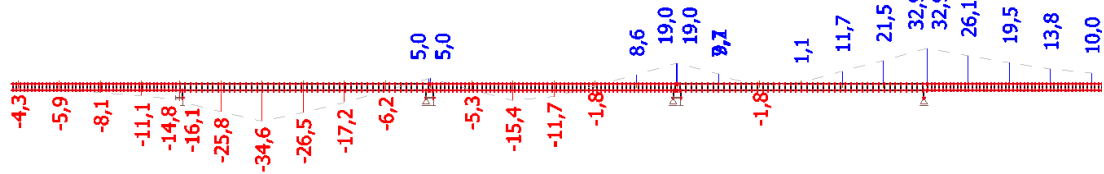
Zatěžovací stavy byly použity stejně jako pro model 2 jenom ty rozhodující, tedy 6, 7, 9-12, 15, 18 a 21.

#### 4.1.2.3 Napětí

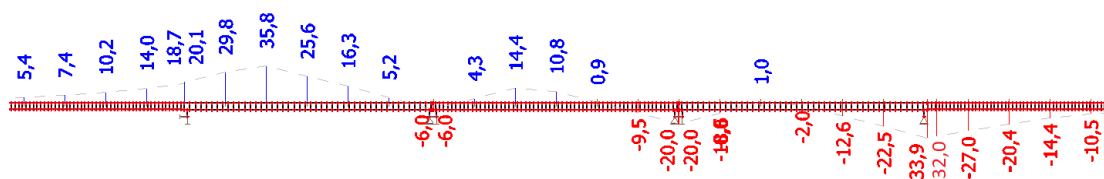
Proti modelu došlo k předem očekávanému zvýšení napětí. Rozdíl byl nejvíce znatelný nad podpěrami vlivem deformace konstrukce a od zatížení teplotou. V zatěžovacích stavech od dopravy byly v některých stavech zjištěny dokonce menší hodnoty napětí než u menšího rozpětí konstrukce. Výsledky zobrazeny v Tab. 13.

Rozpětí 40 m přineslo změnu v překročení limitní hodnoty napětí v kolejnici za opěrou 2. Zde bylo zjištěno napětí -75,2 MPa. Možným řešením je použití šterku stmeleného pryskyřicí v úseku 10 až 20 m za opěrou. Použití tohoto řešení by změnilo interakční chování a bylo by potřeba znovu provést posouzení kombinované odezvy. Další možností je přihlídnout k součiniteli spolehlivosti zatížení 1,45 a drobné překročení limitu zanedbat.

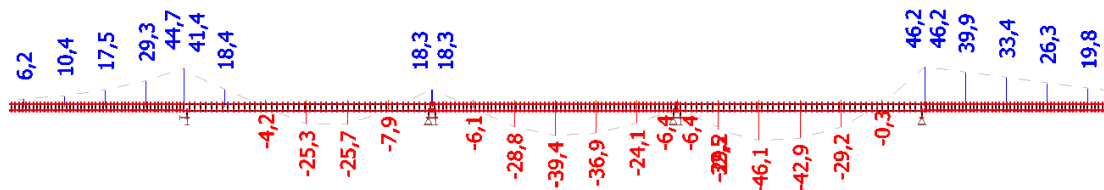
Jako rozhodující zatěžovací stavy od dopravy zde byly tři, stejně jako u modelu 2. Vysoké hodnoty tahového napětí nad opěrou 1 vznikly od ZS10, viz Obr. 80 Průběh napětí v kolejnici ZS10, model 3 Nad opěrou 2 rozhodoval ZS15 pro tahové namáhání, viz Obr. 81a ZS21 pro tlakové namáhání, viz Obr. 83.



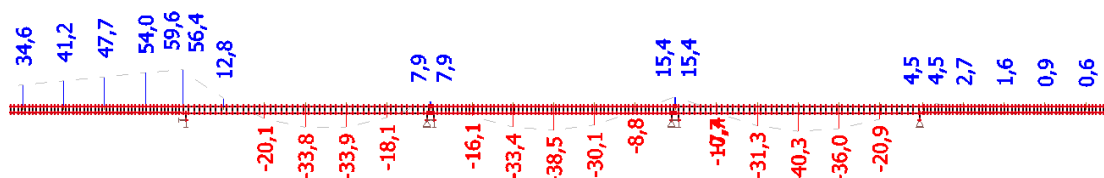
Obr. 78 Průběh napětí v kolejnici při ochlazení mostu, model 3



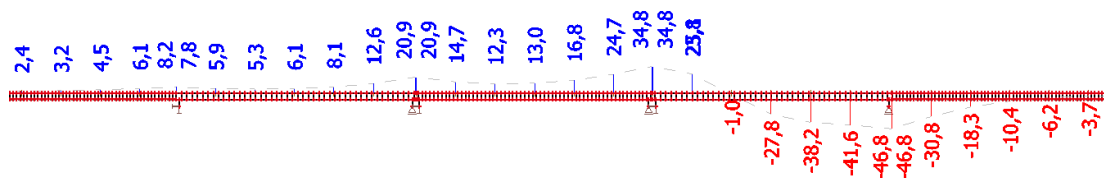
Obr. 79 Průběh napětí v kolejnici při oteplení mostu, model 3



Obr. 80 Průběh napětí v kolejnici ZS10, model 3



Obr. 81 Průběh napětí v kolejnici ZS15, model 3



Obr. 82 Průběh napětí v kolejnici ZS21, model 3

Staničení prutu v programu		Teplota		ZS1 - ZS24		Σ	
		min	max	min	max	min	max
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-40,0	ŠIRÁ TRATĚ	-2,3	2,9	-0,9	30,1	-3,2	33,0
-33,3		-3,1	3,9	-1,4	34,5	-4,5	38,4
-26,7		-4,3	5,4	-2,3	39,0	-6,6	44,4
-20,0		-5,9	7,4	-3,8	43,6	-9,7	51,0
-13,3		-8,1	10,2	-6,4	48,2	-14,5	58,4
-6,7		-11,1	14,0	-10,8	54,0	-21,9	68,0
0,0	O1	-16,1	20,1	-20,3	56,4	-36,4	76,5
6,7	POLE1	-25,8	29,8	-21,3	26,9	-47,1	56,7
13,3		-34,6	35,8	-22,4	22,8	-57,0	58,6
20,0		-26,5	25,6	-34,9	24,1	-61,4	49,7
26,7		-17,2	16,3	-34,9	30,8	-52,1	47,1
33,3		-6,2	5,2	-25,6	41,5	-31,8	46,7
0,0	P1	-6,0	5,0	-10,3	52,4	-16,3	57,4
6,7	pole 2	-5,3	4,3	-34,2	14,7	-39,5	19,0
13,3		-15,4	14,4	-47,1	12,3	-62,5	26,7
20,0		-11,7	10,8	-45,5	13,0	-57,2	23,8
26,7		-1,8	0,9	-44,9	16,8	-46,7	17,7
33,3		-9,5	8,6	-37,3	24,7	-46,8	33,3
0,0	P2	-20,0	19,0	-30,6	34,8	-50,6	53,8
6,7	pole 3	-10,0	9,1	-29,2	25,1	-39,2	34,2
13,3		-1,8	1,0	-46,1	15,1	-47,9	16,1
20,0		-2,0	1,1	-49,5	11,9	-51,5	13,0
26,7		-12,6	11,7	-48,7	11,3	-61,3	23,0
33,3		-22,5	21,5	-43,3	13,2	-65,8	34,7
0,0	O2	-33,9	32,9	-46,8	46,2	<b>-80,7</b>	<b>79,1</b>
1,5		-32,0		-43,2		<b>-75,2</b>	
6,7	ŠIRÁ TRATĚ	-27,0	26,1	-34,9	41,0	-61,9	67,1
13,3		-20,4	19,5	-30,2	36,4	-50,6	55,9
20,0		-14,4	13,8	-24,1	30,1	-38,5	43,9
26,7		-10,5	10,0	-19,6	25,5	-30,1	35,5
33,3		-7,6	7,3	-15,2	21,1	-22,8	28,4
						<b>-80,7</b>	<b>79,1</b>

Tab. 13 Výsledné extrémy napětí v kolejnici, model 3

#### 4.1.2.4 Deformace od svislého zatížení

Dle [5] nesmí vodorovný posun horního okraje nosné konstrukce překročit hodnotu 8 mm. Na Obr. 83 až Obr. 85 jsou zobrazeny posuny na okraji konstrukce v těžišti. Pro pilíře se uvažuje rozdíl vzdáleností sousedících nosných konstrukcí před a po zatížení. Výsledné hodnoty vodorovných posunů jsou:

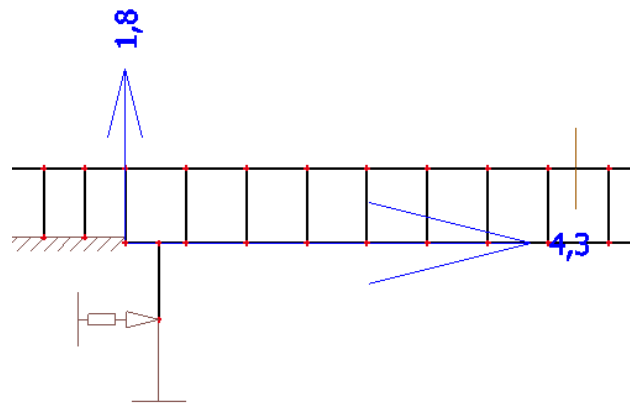
- Opěra 1:  $4,3/1,207*2,235 = 8,0 \text{ mm}$
- Pilíře 1 a 2 viz Tab. 14

Model 3		Pilíř 1		Pilíř 2	
		Levá	Pravá	Levá	Pravá
Výška těžiště průřezu	[m]	1,207	1,207	1,207	1,207
Výška povrchu mostovky		2,235	2,235	2,235	2,235
Posun ložiska	[mm]	8,9	-0,9	7,9	-2,9
Posun těžiště		4,5	3,4	3,6	1,5
Rel. posun horní povrch		-8,1	8,0	-8,0	8,1
Abs. posun horní povrch		0,8	7,1	-0,1	5,2
$\delta_H$		6,3		5,3	

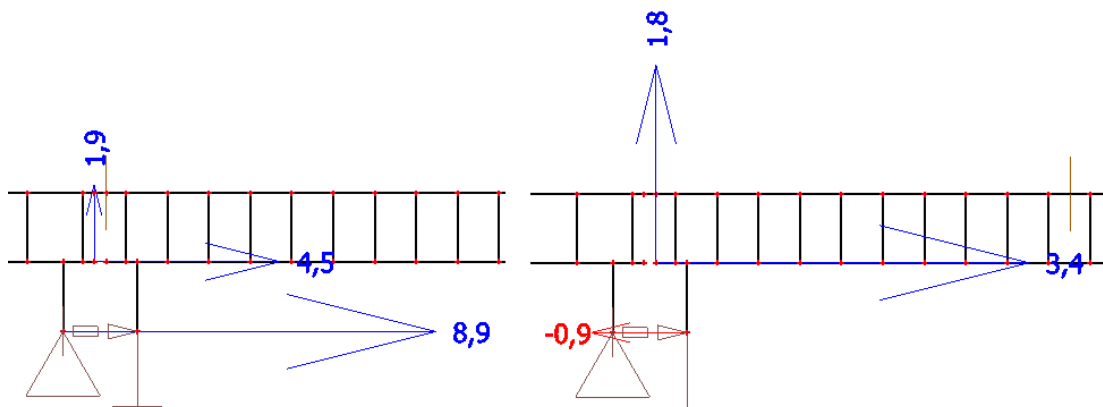
Tab. 14 Vodorovné posuny horního okraje nosné konstrukce, model 3

Vodorovný posun opěry 1 se rovná přesně limitní hodnotě. Posuny na pilířích 1 a 2 limit splňují

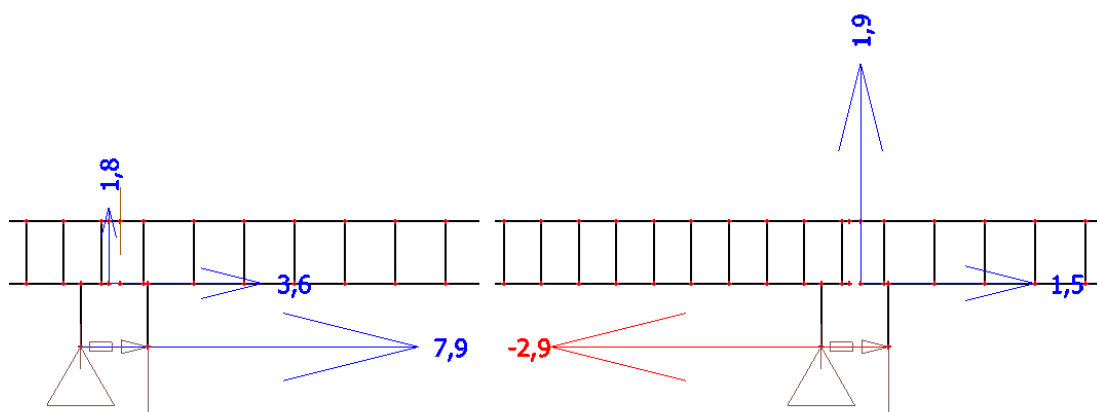
Svislé posuny jsou omezeny na hodnotu 3 mm a všechna pole omezení splňují.



Obr. 83 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, opěra 1, model 3



Obr. 84 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, pilíř 1, model 3



Obr. 85 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, pilíř 2, model 3

### 4.1.3 Model 4 – most o třech polích: 45 m – 45 m – 45 m

#### 4.1.3.1 Změny parametrů

Všechny parametry byly změněny podle stejných pravidel jako pro model 3. Změněné parametry jsou vyčísleny v Tab. 15.

	Pole		
	1	2	3
L [m]	45,00	45,00	45,00
<b>Parametry pevných ložisek</b>			
$F_{z,G}$ [kN]	633	633	633
$F_{z,LM71}$ [kN]	1800	1800	1800
$F_{x,G}$ [kN]	<b>253</b>	<b>253</b>	<b>253</b>
$F_{x,LM71}$ [kN]	720	720	720
$F_{x,celk}$ [kN]	<b>973</b>	<b>973</b>	<b>973</b>
Tuhost spodní stavby [MN/m]	193	127	75
Posun při $F_{z,G}$ [mm]	<b>1,3</b>	<b>2,0</b>	<b>3,4</b>
Posun při $F_{x,celk}$ [mm]	<b>5,0</b>	<b>7,7</b>	<b>13,0</b>
<b>Tuhostní parametry</b>			
Násobitel [-]	1,684	1,250	1,684
Svislá - svěrky [MN]	0,02358	0,01750	0,02358
Svislá - podložky [MN]	0,26946	0,20000	0,26946
$r_{0,nezat}$ [MN]	0,02324	0,01725	0,02324
$r_{0,zat}$ [MN]	0,05642	0,04188	0,05642
<b>Průřez a výškové uspořádání</b>			
$M_{LM71}$ původní [kN.m]	16990		
$M_{LM71}$ nový [kN.m]	25380		
Nás. ohybové tuhosti [-]	1,494		
Nás. výškové polohy [-]	1,160		

Tab. 15 Změněné parametry pro model 4

#### 4.1.3.2 Zatěžovací stavy

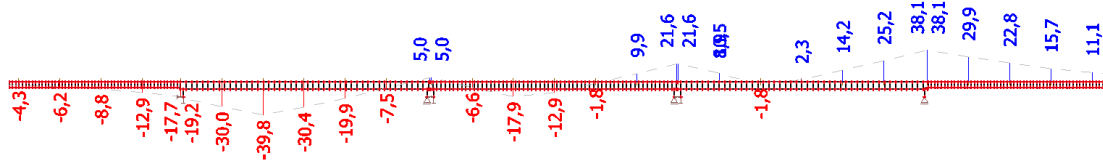
Zatěžovací stavy byly použity pouze ty rozhodující stejně jako pro modely 2 a 3.

#### 4.1.3.3 Napětí

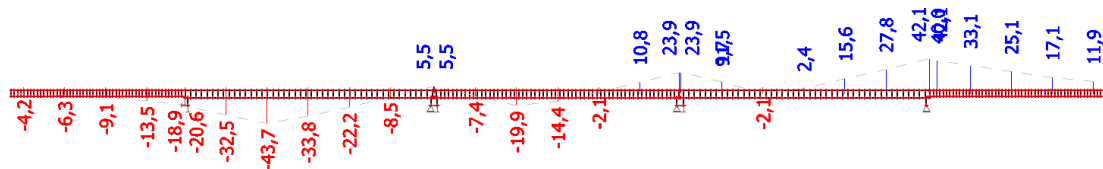
Jako u předchozího modelu by byla potřeba řešit oblast za opěrou 2, kde dochází k překročení limitního napětí pro kolej v kolejové loži. Na mostě jsou hodnoty napětí v limitu. Nejbližší limitu je tahové napětí nad opěrou 1, kde byl rozhodující zatěžovací stav 15, viz Obr. 90. Největší tlakové napětí bylo zjištěno opět na opěře 2 při zatěžovacím stavu 21, viz Obr. 91.

Pro kritické místo opěry 2, kde vzniká největší tlak bylo spočítáno i napětí v ojetých kolejnicích, viz Obr. 89 a Obr. 92. Celkové napětí zde vyšlo **-93,7 MPa**, což je o **9,7%** více než u kolejnic nových.

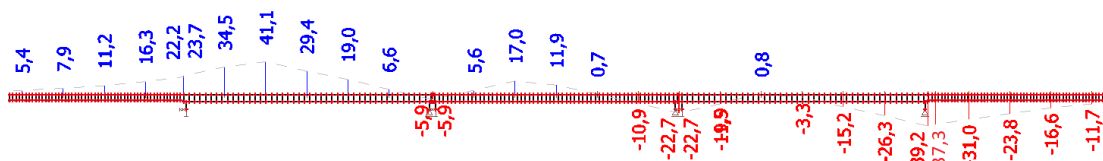
Kompletní výsledky pro nové kolejnice v Tab. 14.



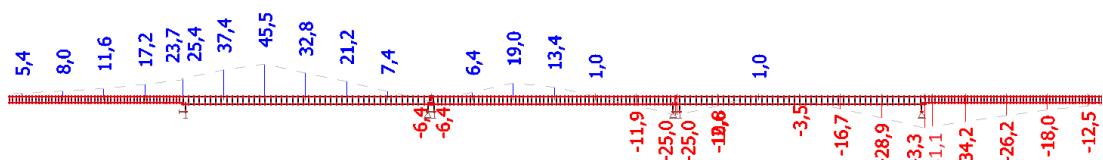
Obr. 86 Průběh napětí v kolejnici při ochlazení mostu, model 4



Obr. 87 Průběh napětí v kolejnici při ochlazení mostu, model 4, plocha kolejnice 90%

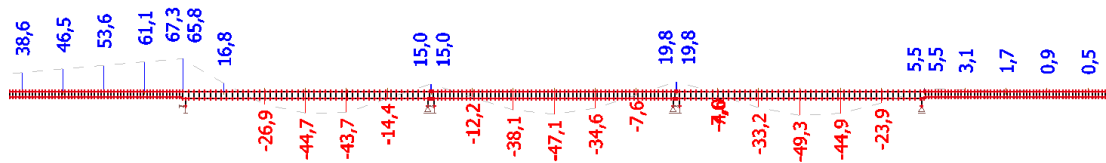


Obr. 88 Průběh napětí v kolejnici při oteplení mostu, model 4

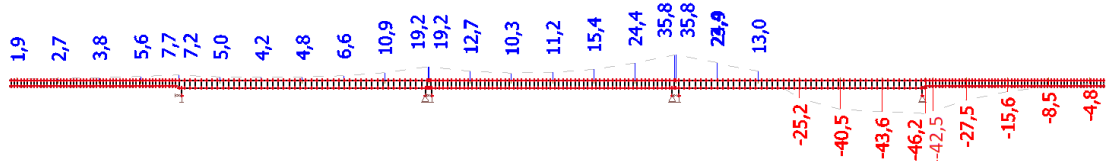


Obr. 89 Průběh napětí v kolejnici při oteplení mostu, model 4, plocha kolejnice 90%

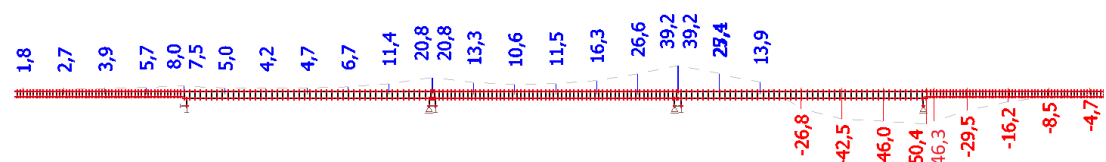




Obr. 90 Průběh napětí v kolejnici ZS15, model 4



Obr. 91 Průběh napětí v kolejnici ZS21, model 4



Obr. 92 Průběh napětí v kolejnici ZS21, model 4, plocha kolejnice 90%

Staničení prutu v programu		Teplota		ZS1 - ZS24		Σ	
		min	max	min	max	min	max
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-45,0	ŠIRÁ TRAŤ	-2,1	2,6	-0,6	33,9	-2,7	36,5
-37,5		-3,0	3,8	-0,8	39,8	-3,8	43,6
-30,0		-4,3	5,4	-1,3	44,3	-5,6	49,7
-22,5		-6,2	7,9	-2,5	50,5	-8,7	58,4
-15,0		-8,8	11,2	-4,3	55,2	-13,1	66,4
-7,5		-12,9	16,3	-8,0	61,1	-20,9	77,4
0,0	O1	-19,2	23,7	-14,9	65,8	-34,1	<b>89,5</b>
7,5	POLE1	-30,0	34,5	-16,2	29,6	-46,2	64,1
15,0		-39,8	41,1	-26,9	25,9	-66,7	67,0
22,5		-30,4	29,4	-44,7	30,4	-75,1	59,8
30,0		-19,9	19,0	-43,7	40,7	-63,6	59,7
37,5		-7,5	6,6	-26,6	52,7	-34,1	59,3
0,0	P1	-5,9	5,0	-10,7	65,1	-16,6	70,1
7,5	pole 2	-6,6	5,6	-24,0	23,4	-30,6	29,0
15,0		-17,9	17,0	-47,0	10,3	-64,9	27,3
22,5		-12,9	11,9	-59,4	11,2	-72,3	23,1
30,0		-1,8	0,7	-57,1	15,4	-58,9	16,1
37,5		-10,9	9,9	-45,2	24,4	-56,1	34,3
0,0	P2	-22,7	21,6	-34,2	38,1	-56,9	59,7
7,5	pole 3	-9,9	8,9	-26,1	26,0	-36,0	34,9
15,0		-1,8	0,8	-51,9	17,3	-53,7	18,1
22,5		-3,3	2,3	-63,6	13,1	-66,9	15,4
30,0		-15,2	14,2	-61,3	12,2	-76,5	26,4
37,5		-26,3	25,2	-51,9	14,8	-78,2	40,0
0,0	O2	-39,2	38,1	-46,2	48,9	<b>-85,4</b>	87,0
1,5	ŠIRÁ TRAŤ	-37,3		-42,5		<b>-79,8</b>	
7,5		-31,0	29,9	-37,1	44,0	-68,1	73,9
15,0		-23,8	22,8	-32,4	39,4	-56,2	62,2
22,5		-16,6	15,7	-26,3	33,1	-42,9	48,8
30,0		-11,7	11,1	-21,8	28,6	-33,5	39,7
37,5		-8,0	7,6	-15,9	22,6	-23,9	30,2
						<b>-85,4</b>	<b>89,5</b>

Tab. 16 Výsledné extrémy napětí v kolejnici, model 4

#### 4.1.3.4 Deformace od svislého zatížení

Dle [5] nesmí vodorovný posun horního okraje nosné konstrukce překročit hodnotu 8 mm. Na Obr. 93 až Obr. 95 jsou zobrazeny posuny na okraji konstrukce v těžišti. Pro pilíře se uvažuje rozdíl vzdáleností sousedících nosných konstrukcí před a po zatížení. Výsledné hodnoty vodorovných posunů jsou:

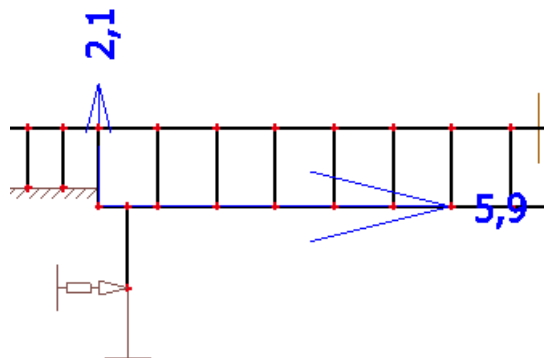
- Opěra 1:  $5,9/1,306 \cdot 2,419 = 10,9 \text{ mm}$
- Pilíře 1 a 2 viz Tab. 17

Model 4		Pilíř 1		Pilíř 2	
		Levá	Pravá	Levá	Pravá
Výška těžiště průřezu	[m]	1,306	1,306	1,306	1,306
Výška povrchu mostovky		2,419	2,419	2,419	2,419
Posun ložiska	[mm]	12,4	-1,1	11,1	-3,5
Posun těžiště		6,1	4,8	5,0	2,5
Rel. posun horní povrch		-11,7	10,9	-11,3	11,1
Abs. posun horní povrch		0,7	9,8	-0,2	7,6
$\delta_H$		9,1		7,8	

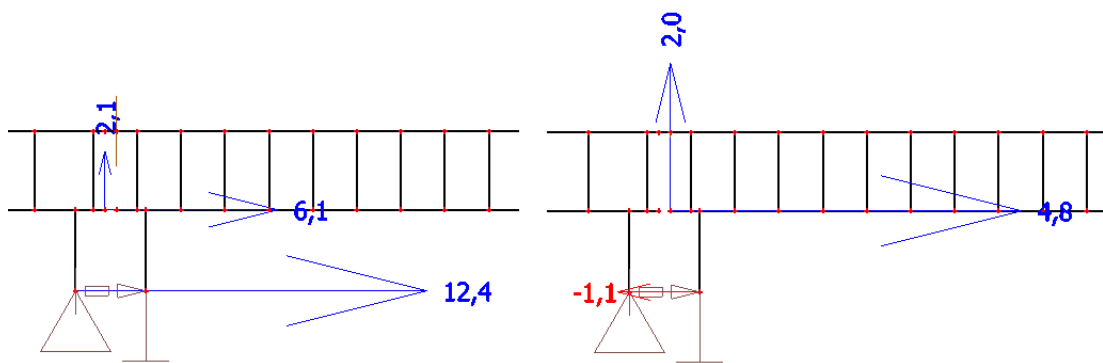
Tab. 17 Vodrovné posuny horního okraje nosné konstrukce, model 4

Model 4 hodnoty vodorovného posunu horního okraje nosné konstrukce nesplňuje.

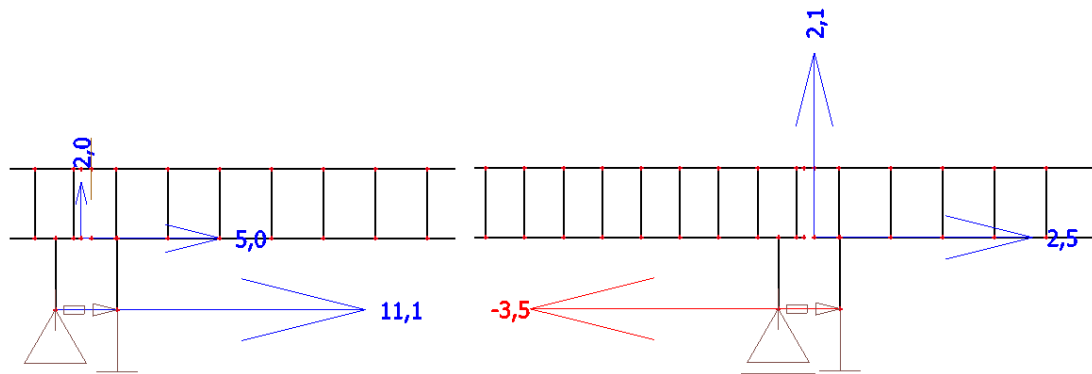
Svislé posuny jsou omezeny na hodnotu 3 mm a všechna pole omezení splňují.



Obr. 93 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, opěra 1, model 4



Obr. 94 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, pilíř 1, model 4



Obr. 95 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, pilíř 2, model 4

## 4.2 Modely o jednom poli

Pro srovnání byly vytvořeny modely mostu s jedním polem. Most má stejné uspořádání jako předchozí modely o třech polích a parametry se mění stejným způsobem. První model (model 11) má rozpětí shodné s modelem 4, tedy 45 m. Další model (model 12a/b) byl navýšen na 55 m a jako jediný byl vypočten ve všech zatěžovacích stavech i s ojetou kolejnicí (model 12b, kolejnice 90% průřezové plochy).

Použité parametry jsou pro obě rozpětí shrnuty v Tab. 18.

		Model	
		11	12
L	[m]	45,00	55,00
<b>Parametry pevných ložisek</b>			
$F_{z,G}$	[kN]	633	865
$F_{z,LM71}$	[kN]	1800	2200
$F_{x,G}$	[kN]	<b>253</b>	<b>346</b>
$F_{x,LM71}$	[kN]	720	880
$F_{x,celk}$	[kN]	<b>973</b>	<b>1226</b>
Tuhost spodní stavby	[MN/m]	193	193
Posun při $F_{z,G}$	[mm]	<b>1,3</b>	<b>1,8</b>
Posun při $F_{x,celk}$	[mm]	<b>5,0</b>	<b>6,4</b>
<b>Tuhostní parametry</b>			
Násobitel	[-]	1,684	2,058
Svislá - svěrky	[MN]	0,02358	0,02882
Svislá - podložky	[MN]	0,26946	0,32934
$r_{0,nezat}$	[MN]	0,02324	0,02841
$r_{0,zat}$	[MN]	0,05642	0,06896
<b>Průřez a výškové uspořádání</b>			
$M_{LM71}$ původní	[kN.m]	16990	16990
$M_{LM71}$ nový	[kN.m]	25380	36600
Nás. ohybové tuhosti	[-]	1,494	2,154
Nás. výškové polohy	[-]	1,160	1,329

Tab. 18 Změněné parametry pro modely 11 a 12

Díky vynechání dvou polí se zmenšil počet zatěžovacích stavů od dopravy. Na všech třech modelech bylo počítáno s 12 ZS vždy na 6 modelech a jednom pro dva teplotní stavy. Výsledky byly získány stejným postupem jako předešlé. Schéma zatěžování dopravou je na Obr. 96.

Zatěžovací stav	ŠIRÁ TRAŤ	MOST	ŠIRÁ TRAŤ
<b>MODEL 1</b>			
ZS1	30 m = 1 MN →		
<b>MODEL 2</b>			
ZS2	→		
ZS3	←		
ZS4	30 m = 1 MN →		
<b>MODEL 3</b>			
ZS5	→		
ZS6	←		
<b>MODEL 4</b>			
ZS7	← 30 m = 1 MN		
ZS8	30 m = 1 MN →		
<b>MODEL 5</b>			
ZS9		→	
ZS10		←	
ZS11		← 30 m = 1 MN	
<b>MODEL 6</b>			
ZS12			← 30 m = 1 MN
<b>LEGENDA</b>			
	SVISLÉ ZATÍŽENÍ + BRZDNÉ SÍLY	SVISLÉ ZATÍŽENÍ + ROZJEZDOVÉ SÍLY	SVISLÉ ZATÍŽENÍ

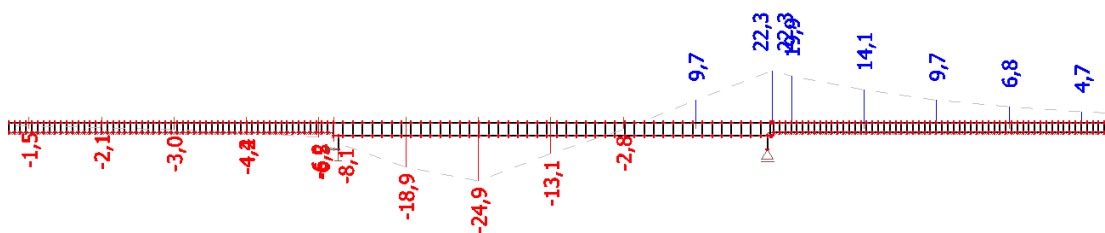
Obr. 96 Přehled zatěžovacích stavů pro modely o jednom poli

#### 4.2.1 Model 11 – most o rozpětí 45 m

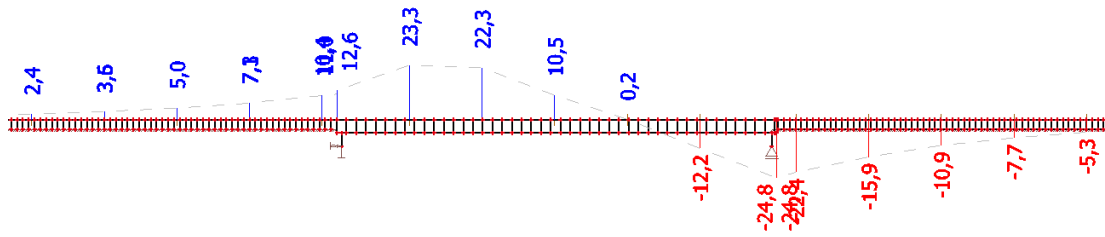
Model o jednom poli s rozpětím 45 m se jeví jako příznivější než most o třech polích se stejným rozpětím polí. V poli vzniká srovnatelné napětí, ale oblasti podpor mají napětí menší.

##### 4.2.1.1 Napětí

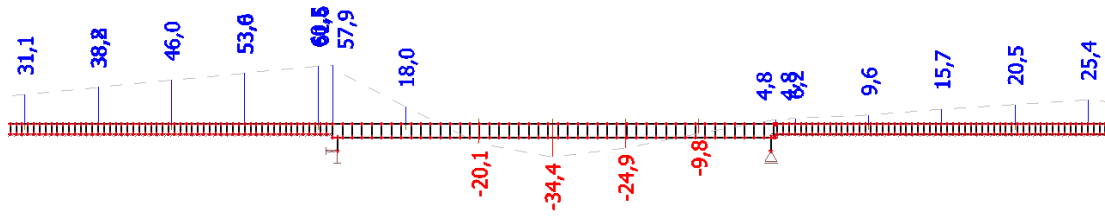
Rozhodující zatěžovací stav od dopravy na opěře 1 byl ZS9 (Obr. 99), při kterém vznikalo výrazné tahové napětí. Tlakové namáhání bylo největší uprostřed pole od ZS11 (Obr. 100) a tento stav byl rozhodující i pro oblast opěře 2. Kompletní výsledky v Tab. 19.



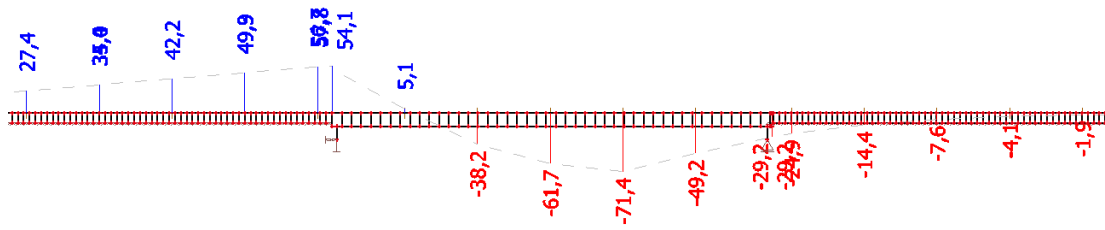
Obr. 97 Průběh napětí v kolejnici při ochlazení mostu, model 11



Obr. 98 Průběh napětí v kolejnici při oteplení mostu, model 11



Obr. 99 Průběh napětí v kolejnici ZS9, model 11



Obr. 100 Průběh napětí v kolejnici ZS11, model 11

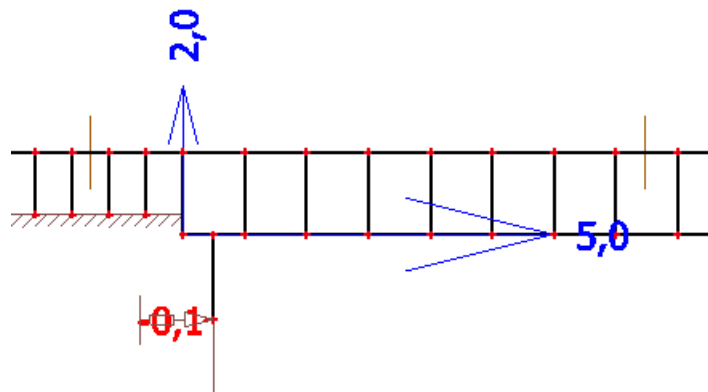
Staničení prutu v programu		Teplota		ZS1 - ZS24		Σ	
		min	max	min	max	min	max
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-47,0	ŠIRÁ TRATĚ	-0,7	1,2	-5,0	18,4	-5,7	19,6
-39,5		-1,0	1,7	-9,2	25,9	-10,2	27,6
-32,0		-1,5	2,4	-16,3	32,9	-17,8	35,3
-24,5		-2,1	3,6	-10,5	38,8	-12,6	42,4
-17,0		-3,0	5,0	-2,4	46,0	-5,4	51,0
-9,5		-4,4	7,3	-0,8	53,6	-5,2	60,9
-2,0		-6,2	10,4	-1,1	60,5	-7,3	70,9
0,0	O1	-8,1	12,6	-4,8	57,9	-12,9	70,5
7,5	POLE1	-18,9	23,3	-16,4	18,0	-35,3	41,3
15,0		-24,9	22,3	-41,5	5,4	-66,4	27,7
22,5		-13,1	10,5	-61,7	3,4	-74,8	13,9
30,0		-2,8	0,2	-71,4	4,2	-74,2	4,4
37,5		-12,2	9,7	-49,2	6,9	-61,4	16,6
0,0	O2	-24,8	22,3	-29,2	35,8	-54,0	58,1
2,0	ŠIRÁ TRATĚ	-22,4	19,9	-26,0	33,6	-48,4	53,5
9,5		-15,9	14,1	-19,0	26,9	-34,9	41,0
17,0		-10,9	9,7	-19,1	19,7	-30,0	29,4
24,5		-7,7	6,8	-23,7	20,5	-31,4	27,3
32,0		-5,3	4,7	-28,5	25,4	-33,8	30,1
39,5		-3,7	3,3	-21,0	17,8	-24,7	21,1
							<b>-74,8</b>

Tab. 19 Výsledné extrémy napětí v kolejnici, model 11

#### 4.2.1.2 Deformace od svislého zatížení

Dle [5] nesmí vodorovný posun horního okraje nosné konstrukce překročit hodnotu 8 mm. Na Obr. 101 jsou zobrazeny posuny na okraji konstrukce v těžišti. Výsledné hodnoty vodorovných posunů jsou:

- Opěra 1:  $4,9/1,306*2,419 = 9,1 \text{ mm}$



Obr. 101 Posun okraje konstrukce v těžišti od svislého zatížení, model 11



Model 11 vodorovný posun nespĺňuje, svislý ano. Model 12 už je zbytečné posuzovat, protože se u předchozích posudků ukázalo, že s rostoucím rozpětím a výškou průřezu mostu se zvětšuje vodorovný posun horního okraje.

#### 4.2.2 Model 12 – most o rozpětí 55 m

Zvětšení rozpětí o 10 m způsobilo zvýšení napětí o více než 20 MPa. V kolejnici tak vznikla napětí přesahující limity. Namáhání bylo překročeno v poli při kombinaci ochlazení mostu (Obr. 102) a ZS11 (Obr. 108). Největší tahové namáhání vzniklo při ZS9 (Obr. 106). V tahu byl limit napětí splněn.

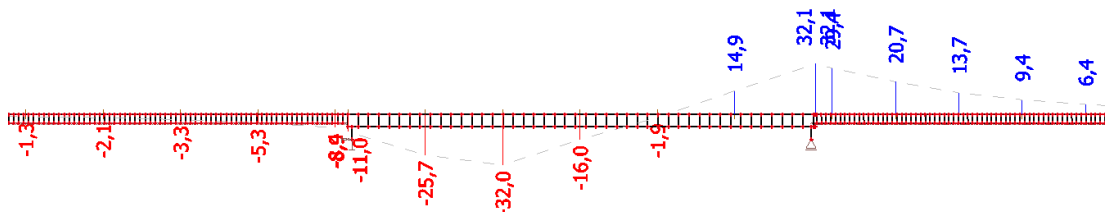
Tento poslední model byl vytvořen ve dvou variantách s novými kolejnici (12a) a kolejnici ojetými na 90% své průřezové plochy (12b). Přírůstek napětí se pohyboval kolem 7%. Kompletní výsledky v Tab. 20 a Tab. 21.

Staničení prutu v programu		Teplota		ZS1 - ZS24		Σ	
		min	max	min	max	min	max
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-57,0	ŠIRÁ TRATĚ	-0,6	1,0	-2,9	19,1	-3,5	20,1
-47,8		-0,9	1,5	-6,2	26,2	-7,1	27,7
-38,7		-1,4	2,3	-12,5	35,1	-13,9	37,4
-29,5		-2,1	3,6	-12,7	43,6	-14,8	47,2
-20,3		-3,3	5,5	-3,1	52,6	-6,4	58,1
-11,2		-5,2	8,8	2,8	62,0	-2,4	70,8
-2,0		-8,0	13,6	4,3	70,5	-3,7	84,1
0,0	O1	-10,3	16,4	2,6	67,1	-7,7	83,5
9,2	POLE1	-23,6	29,6	-11,6	22,6	-35,2	52,2
18,3		-28,8	25,7	-51,9	4,3	-80,7	30,0
27,5		-14,4	11,2	-82,7	2,5	-97,1	13,7
36,7		-1,7	-1,3	-77,6	3,1	-79,3	1,8
45,8		-16,4	13,5	-51,8	5,7	-68,2	19,2
0,0	O2	-31,9	29,0	-33,1	38,4	-65,0	67,4
2,0	ŠIRÁ TRATĚ	-29,4	26,5	-30,8	36,3	-60,2	62,8
9,5		-21,6	18,8	-23,2	29,2	-44,8	48,0
17,0		-14,6	12,7	-17,9	21,4	-32,5	34,1
24,5		-10,2	8,9	-23,6	20,1	-33,8	29,0
32,0		-7,1	6,2	-27,0	24,3	-34,1	30,5
39,5		-4,8	4,2	-20,7	17,8	-25,5	22,0
						<b>-97,1</b>	<b>84,1</b>

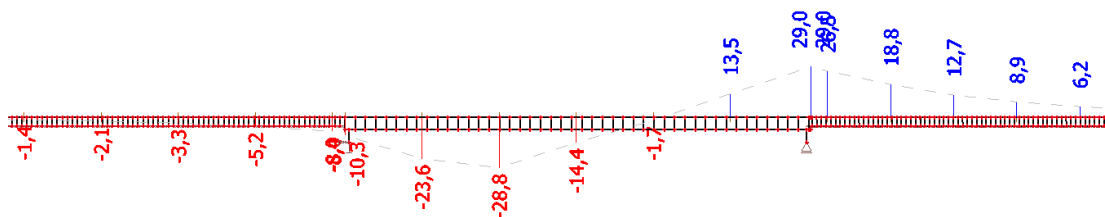
Tab. 20 Výsledné extrémní napětí v kolejnici, model 12a

Staničení prutu v programu		Teplota		ZS1 - ZS24		Σ	
		min	max	min	max	min	max
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-57,0	ŠIRÁ TRATĚ	-0,5	0,9	-2,8	19,7	-3,3	20,6
-47,8		-0,8	1,4	-6,2	27,9	-7,0	29,3
-38,7		-1,3	2,3	-13,0	37,8	-14,3	40,1
-29,5		-2,1	3,6	-13,3	46,1	-15,4	49,7
-20,3		-3,3	5,7	-3,1	56,1	-6,4	61,8
-11,2		-5,3	9,2	2,8	66,5	-2,5	75,7
-2,0		-8,4	14,6	4,5	76,0	-3,9	<b>90,6</b>
0,0	O1	-11,0	17,6	4,3	72,2	-6,7	89,8
9,2	POLE1	-25,7	32,3	-11,2	24,6	-36,9	56,9
18,3		-32,0	28,8	-55,9	4,3	-87,9	33,1
27,5		-16,0	12,6	-86,4	2,4	<b>-102,4</b>	15,0
36,7		-1,9	-1,4	-80,3	3,0	-82,2	1,6
45,8		-18,1	14,9	-53,5	5,9	-71,6	20,8
0,0	O2	-35,3	32,1	-35,2	41,7	-70,5	73,8
2,0	ŠIRÁ TRATĚ	-32,5	29,4	-32,6	39,4	-65,1	68,8
9,5		-23,8	20,7	-24,2	31,5	-48,0	52,2
17,0		-15,8	13,7	-20,7	22,9	-36,5	36,6
24,5		-10,8	9,4	-27,1	23,6	-37,9	33,0
32,0		-7,4	6,4	-30,8	28,3	-38,2	34,7
39,5		-4,9	4,2	-23,8	21,2	-28,7	25,4
						<b>-102,4</b>	<b>90,6</b>

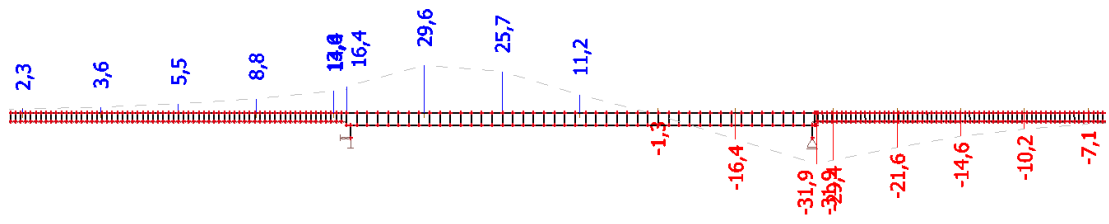
Tab. 21 Výsledné extrémní napětí v kolejnici, model 12b



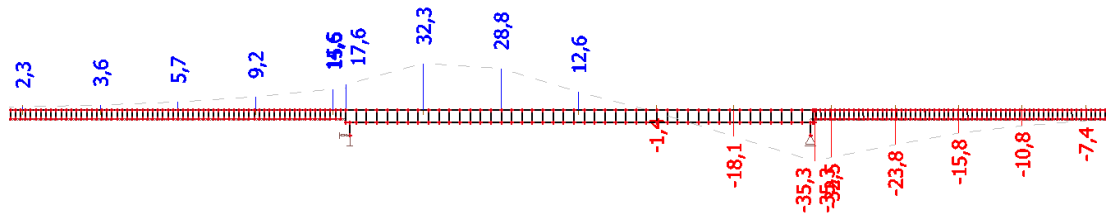
Obr. 102 Průběh napětí v kolejnici při ochlazení mostu, model 12a



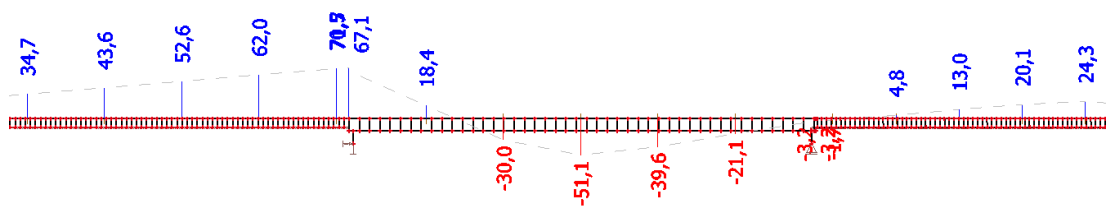
Obr. 103 Průběh napětí v kolejnici při ochlazení mostu, model 12b



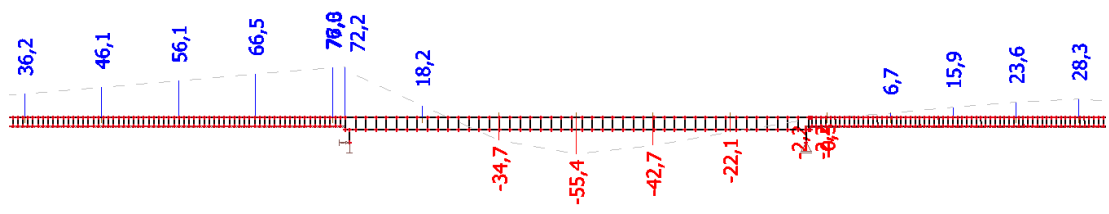
Obr. 104 Průběh napětí v kolejnici při oteplení mostu, model 12a



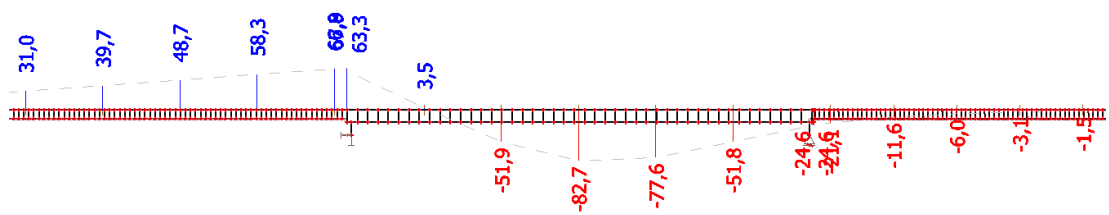
Obr. 105 Průběh napětí v kolejnici při oteplení mostu, model 12b



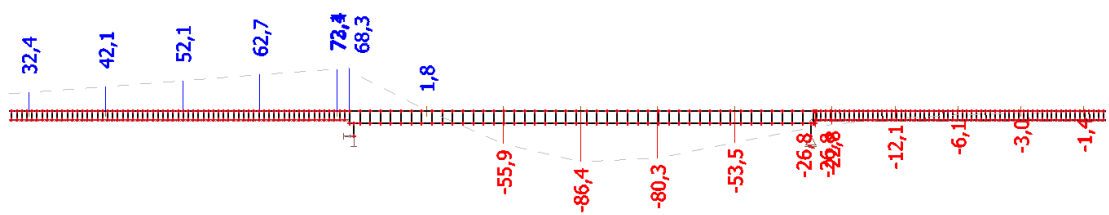
Obr. 106 Průběh napětí v kolejnici ZS9, model 12a



Obr. 107 Průběh napětí v kolejnici ZS9, model 12b



Obr. 108 Průběh napětí v kolejnici ZS11, model 12a



Obr. 109 Průběh napětí v kolejnici ZS11, model 12b

## 5 Závěr

Na základě výsledků provedených posudků je možné říci, že se každý zatěžovací stav může projevit jinými extrémy na různých místech. Chování se nedá přesně předem určit z důvodu velkého množství ovlivňujících parametrů a je vhodné pro každý most provést podrobný posudek.

Výsledky mostu o třech polích stanovili mezní dilatující délku pro daný typ konstrukce asi 45 m pro novou kolejnici při použití šterku stmelенého pryskyřicí nebo pražcových kotev v oblasti před a za mostem. Při ojetí kolejnice na 90% napětí překračuje o 1,8% povolenou hodnotu.

Pro most o jednom poli byly extrémy napětí v poli, nikoli nad podporou. Mezní dilatující délka konstrukce je asi 50 m.

	Rozpětí polí [m]	Kolejnice	Poloha extrému	Hodnota napětí [Mpa]	Využití
Model 1	27-36-27	nové	opěra 2	-68,8	74,8%
		ojetí 10% plochy	opěra 2	-75,4	82,0%
Model 2	36-36-36	nové	opěra 2	-77	83,7%
Model 3	40-40-40	nové	opěra 2	-80,7	87,7%
Model 4	45-45-45	nové	opěra 2	-85,4	92,8%
		ojetí 10% plochy	opěra 2	-93,7	101,8%
Model 11	45	nové	pole	-74,8	81,3%
Model 12	55	nové	pole	-97,1	105,5%
		ojetí 10% plochy	pole	-102,4	111,3%

Tab. 22 Extrémy dosažené v řešených modelech

Pokračováním práce by mohlo být zaměření se na vliv dalších parametrů. Podle poznatků z této práce bych se zaměřil na vliv polohy mostovky a tuhosti spodní stavby.

## 6 Normy a literatura

- [1] *20 let bezстыkové koleje u ČSD*. Děčín : ČVTS společnost dopravy a spojů, 1974.
- [2] SŽDC. *S3/2 Bezстыková kolej*.
- [3] *MVL 150: Kombinovaná odezva mostu a koleje*. Praha : SŽDC, s.o., 2016.
- [4] SŽDC. *S3 Železniční svršek*.
- [5] ČSN EN 1991-2 (736203). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [6] FREYSTEIN, Harmut. Interaktion Gleis/Brücke - Stand der Technik und Beispiele. *Stahlbau*. březen 2010, 79, stránky 220-231.
- [7] *UIC Code 774 - 3 R, 2nd edition, 11/2001, Track/bridge interaction, Recommendations for calculations*. UIC, 2001.
- [8] STANČÍK, Vojtěch. *Interakce kontinálně podepřené koleje s mostem*. Praha : ČVUT.
- [9] *Japan Railway Track Consultants Co., Ltd.* [Online] [http://www.kk-nsg.co.jp/en/business/track\\_design.html](http://www.kk-nsg.co.jp/en/business/track_design.html).
- [10] STANČÍK, Vojtěch, RYJÁČEK, Pavel a VOKÁČ, Miroslav. *Steel bridge in interaction with modern slab track fastening systems under various vertical load levels*. Praha: ČVUT, 2017.
- [11] ČSN EN 1991-1-5 (730035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*, Praha: Český normalizační institut, 2005.
- [12] RYJÁČEK, Pavel. *Zatížení ocelových mostů od termické interakce s bezстыkovou kolejí*. Praha: ČVUT, 2013.
- [13] *Bezстыková kolej. Ústí nad Labem : Dům techniky ČSVTS Ústí nad Labem*, 1990. ISBN 8002006070.
- [14] Geotechnický pasport, SO 42-20-01 Železniční most (nadchod) v ev. km 348,426, SUDOP Praha a.s., středisko geotechniky, červenec 2017