

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

ÚSTAV ŽELEZNIČNÍCH KONSTRUKCÍ A STAVEB

Ing. Jiří VENDEL

**INTERAKCE MOSTNÍ KONSTRUKCE
A BEZSTYKOVÉ KOLEJE**

**Interaction between bridge
structure and continuous welded rail**

ZKRÁCENÁ VERZE PhD THESIS

Obor: Konstrukce a dopravní stavby

Školitel: doc. Ing. Otto Plášek, Ph.D.

Oponenti:

Datum obhajoby:

KLÍČOVÁ SLOVA

Spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu, dilatující délka konstrukce, podélný odpor koleje, podélné posunutí koleje, přídatné namáhání kolejnic, teplotní zatížení.

KEYWORDS

Interaction of Continuous Welded Rail and Bridges, Expansion Bridge Length, Longitudinal Resistance of Rail, Longitudinal Displacement of Rail, Additional Rail Stresses, Thermal Load.

Závěrečná práce je uložena na Ústavu železnižních konstrukcí a staveb, Fakulty stavební, Vysokého učení technického v Brně.

Obsah

1	SOUČASNÝ STAV POZNÁNÍ	5
1.1	Bezстыková kolej	5
1.2	Základní předpoklady při sestavování teoretického modelu bezстыkové koleje a mostu	8
1.2.1	Diferenciální rovnice a jejich řešení	8
1.2.2	Posuzované veličiny podle prof. Frýby	10
1.3	Kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení	10
1.3.1	Modelování a výpočet	10
1.3.2	Návrhová kritéria dle ČSN EN 1991-2	11
2	CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE	13
3	EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST	14
3.1	Popis sledovaného systému MOST V KM 82,467 V ŽST. BŘECLAV	14
3.2	Parametry mostu a bezстыkové koleje	15
3.2.1	FÁZE I: Geodetická měření polohy mostní konstrukce a bez- стыkové koleje	17
3.2.2	FÁZE II: Tenzometrická měření napjatostního stavu bezsty- kové koleje	18
3.3	ROZBOR NAMĚŘENÝCH DAT	19
4	VYHODNOCENÍ NAMĚŘENÝCH DAT	22
4.1	Stanovení ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní kon- strukce	22
4.2	Stanovení podélného odporu koleje na mostě	25
4.2.1	Parametrická studie počáteční hodnoty posunutí	29
4.3	Vyhodnocení tenzometrických měření	29
4.3.1	Podélný odpor BK na mostě podle tenzometrických měření . .	30
	Závěr	33
	Literatura	35
	Abstract	39

1 SOUČASNÝ STAV POZNÁNÍ

1.1 Bezстыková kolej

Princip BK spočívá v distribuci osových a příčných sil do uzlů upevnění kolejnicových pásů a dále do konstrukce železniční svršku a spodku při dodržení požadavků na zřizování. Dle předpisu SŽDC S3/2 se jedná o kolej s průběžně svařenými kolejnicemi v kolejích a výhybkách v délce alespoň 150 m při upnutí kolejnicových pásů za dovolené upínací teploty v rozmezí od $+17^{\circ}\text{C}$ do $+23^{\circ}\text{C}$.

V případě takto upnutých kolejnic svařených do dlouhých pásů mluvíme o dvou částech. *Střední část* je část BK mezi dýchajícími konci, v níž kolejnice při dostatečné velikosti podélného odporu koleje nevykazují při změnách teploty žádný pohyb. Tím se však mění velikost osových sil, jejichž velikost závisí na tvaru kolejnic a rozdílu teploty současné a upínací nezávisle na délce úseku BK:

$$N_x = -EA\alpha\Delta T \quad (1.1)$$

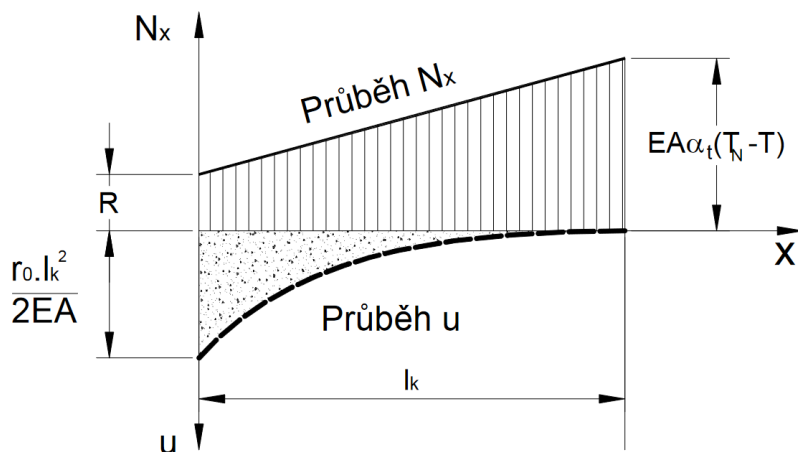
kde:

N_x	normálová síla v BK [N],
E	modul pružnosti kolejnicové oceli [N.m^{-2}],
A	plocha průřezu dvou kolejnic [m^2],
α	součinitel tepelné roztažnosti kolejnic [K^{-1}],
ΔT	změna teploty T vůči upínací teplotě T_N [K].[4]

Podle rovnice (1.1) platí přímá úměra mezi změnou teploty a velikostí osových sil. Při změně teploty kolejnice o každý 1°C dojde ke změně:

- podélného napětí o hodnotu **2,5 MPa**,
- podélné osových síly o hodnotu:
 - **15,9 kN** pro kolejnice tvaru **49 E1**,
 - **19,3 kN** pro kolejnice tvaru **60 E2**,
 - **20,8 kN** pro kolejnice tvaru **R 65**.

Dýchající konec je část na začátku a konci BK. V dýchajícím konci dochází v důsledku teplotních změn k dilatačnímu pohybu kolejnic, který se projeví změnou velikosti koncové dilatační spáry nebo pohybem jazykové kolejnice v dilatačním zařízení. Délka dýchajícího konce závisí na velikosti podélného odporu koleje.[1]



Obr. 1.1: Typický průběh osových sil a posunů v dýchajícím konci.[3]

Výsledné vztahy pro posunutí a napětí v dýchajícím konci dle obrázku 1.1:

$$u = \frac{r_x}{2EA}(x - l_k)^2 \quad (1.2)$$

$$\sigma_x = \frac{r_x x + R}{A} \quad (1.3)$$

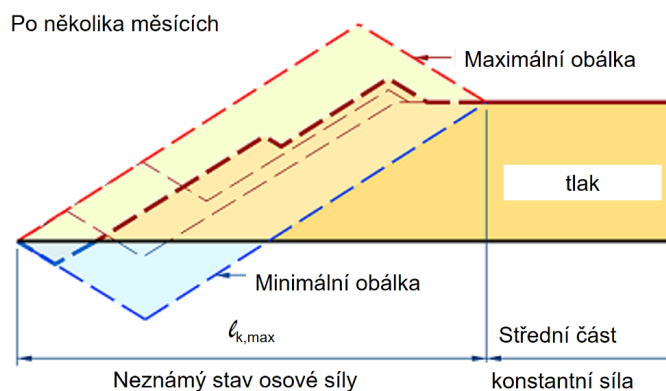
kde:

- u podélné posunutí [m],
- σ_x napětí po délce dýchajícího konce [$N.m^{-2}$],
- E modul pružnosti kolejnicové oceli [$N.m^{-2}$],
- A plocha průřezu dvou kolejnic [m^2],
- r_x podélný odpor [$N.m^{-1}$],
- x vzdálenost od začátku dýchajícího konce [m],
- l_k délka dýchajícího konce [m],
- R osová síla v koncovém průřezu BK představující třecí odpor kolejnicových spojek a při vyčerpání dilatační spáry kontaktní sílu [N].

Po několika měsících teplotních cyklů dosáhne dýchající konec své maximální délky. Osové síly mají nepravidelný průběh, mohou být tlakové i tahové s tím, že se nachází v oblasti obálky dané podélným odporem koleje (viz obrázek 1.2).[17]

Podélný odpor brání proti posunutí kolejnic v uzlu upevnění a kolejového roštu v kolejovém loži při teplotním zatížení kolejnicového materiálu. Tuto skutečnost lze vyjádřit vztahem:

$$N_x = EA\left(\frac{du}{dx} - \alpha\Delta T\right) \quad (1.4)$$



Obr. 1.2: Obálka osových sil v dýchajícím konci po mnoha cyklech teplotních změn.

kde:

$\frac{du}{dx}$ poměrná deformace $[m.m^{-1}]$.

Pro úplnost je potřeba doplnit všechna ostatní vnější zatížení působící na kolej, kterými jsou podélné síly vyvolané pohybem drážních vozidel (rozjezd a brzdění) a také podélné účinky při posunutí mostních konstrukcí. Z analýzy rovnováhy na elementu prutu a s využitím rovnice (1.4) získáme základní diferenciální rovnici popisující vztah podélného posunutí, aktivovaného odporu a vnějších zatížení:

$$EA \frac{d^2 u}{dx^2} = r_x - q_x \quad (1.5)$$

kde:

E modul pružnosti kolejnicové oceli $[N.m^{-2}]$,

A plocha průřezu dvou kolejnic $[m^2]$,

u posunutí průřezu v ose koleje $[m]$,

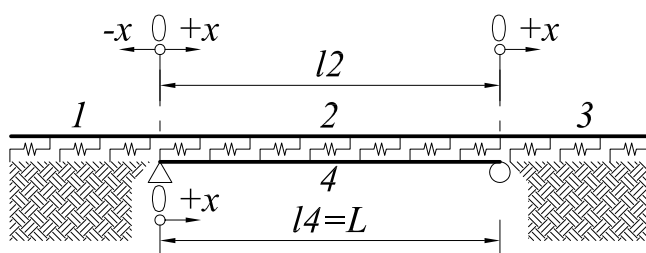
q_x podélné zatížení koleje $[N.m^{-1}]$.

Osová síla v BK je zásadní faktor ovlivňující vznikající poruchy, jak lomy kolejnic v zimním období, tak ztrátu stability a následné vybočení koleje v letním období. Velikost osových sil může být odvozena a spočítána, pokud je známa aktuální hodnota neutrální teploty. Je to teplota, při níž je osová síla v daném úseku koleje nulová. Původní hodnota neutrální teploty je teplota upínací, tj. teplota při zřízení bezстыkové koleje.

Velmi důležitá je také distribuce podélných osových sil vzhledem k různým podmínkám, v nichž se bezстыková kolej nachází – výhybkové konstrukce, mostní konstrukce, tunely, dilatační zařízení, různé sluneční osvětlení či zastínění. Značný vliv na rozložení sil má také stav šterkového lože a závady na železničním spodku. Dalšími výraznými vlivy jsou provozní účinky, brzdění a rozjíždění vlakových souprav.

1.2 Základní předpoklady při sestavování teoretického modelu bezstykové koleje a mostu

Teoretický základ, který sestavil prof. Frýba v publikaci [9], je postaven na několika málo předpokladech zahrnujících poznatky z provozovaných drah a fyzikálních zákonitostech. Vystupují zde mnohá zjednodušení, která však jsou spíše na stranu bezpečnou nebo se pro jejich skutečný účinek dají považovat za zanedbatelná. Při výpočtu silových účinků v koleji, na kterou působí pouze zatížení od změny teploty, se vychází ze znalosti Hookova zákona a fyzikálního zákona o tepelné roztažnosti materiálu viz rovnice 1.4.



Obr. 1.3: Prostý nosník s pevným ložiskem na jedné straně mostu.

Systémem vodorovných pružin se zjednodušuje problém tuhosti spojení mezi mostem a kolejnicemi (viz obrázek 1.3). Prof. Frýba v publikaci [9] uvádí, že na základě experimentálního sledování mostních konstrukcí stanovil součinitel vodorovného podélného uložení kolejnic konstantní hodnotou, takže s rostoucím posunem narůstá odpor koleje lineárně, čímž se zjednodušuje působení těchto pružin a označuje jejich tuhost na jednotku délky k_i [N.mm⁻²].

1.2.1 Diferenciální rovnice a jejich řešení

Z výše uvedených základních předpokladů lze zapsat podmínku rovnováhy sil pro element prutu o délce dx :

$$-N + N + N' - kudx = 0 \quad (1.6)$$

kde:

$N = N(x)$ je podélná normálová síla v prutu v místě x ,

$u = u(x)$ je vodorovné podélné posunutí prutu a čárkami je označena derivace podle x .

Při sloučení rovnic 1.4 a 1.6 dostaneme základní diferenciální rovnici podélného namáhání prutu, kterou můžeme aplikovat na libovolné statické schéma mostní konstrukce s bezstykovou kolejí:

$$-EAu' + ku = 0 \quad (1.7)$$

Soustava je rozdělena na jednotlivé pruty, pro které definujeme základní diferenciální rovnice. Počátky souřadných systémů jsou vždy na levé straně prutu, s výjimkou prutu č. 1, který má počátek na pravé straně, aby byla zachována spojitost výpočetního modelu. Diferenciální rovnice pro pruty označené na obrázku 1.3 čísly 1, 2, 3, 4 lze zapsat jako:

$$\begin{aligned} -E_1A_1u_1'' + k_1u_1 &= 0, \quad i = 1, 3, \\ -E_2A_2u_2'' + k_2(u_2 - u_4) &= 0, \\ -E_4A_4u_4'' + k_4(u_4 - u_2) &= 0. \end{aligned} \quad (1.8)$$

a síly v prutech se vypočtou podle rovnice 1.4 jako:

$$N_x = E_iA_i(u_i' - \alpha\Delta t). \quad (1.9)$$

kde:

Δt_i je rozdíl teploty prutu a jeho základní teploty,
 α_i je součinitel tepelné roztažnosti.

Obecné řešení soustavy diferenciálních rovnic 1.8 je:

$$\begin{aligned} u_1(x) &= B_1e^{\lambda_1x} + C_1e^{-\lambda_1x}, \quad i = 1, 3, \\ u_2(x) &= B_2e^{\lambda_2x} + C_2e^{-\lambda_2x} + \alpha_4\Delta t_4x. \end{aligned} \quad (1.10)$$

kde:

$$\lambda_i^2 = \frac{k_i}{E_iA_i} \quad (1.11)$$

B_i a C_i jsou konstanty, které se vypočtou po dosazení rovnic 1.10 do okrajových podmínek,

k_i je součinitel vodorovného podélného uložení kolejnic.

1.2.2 Posuzované veličiny podle prof. Frýby

Při použití výše uvedeného teoretického postupu je potřeba stanovit nejvyšší přípustnou délku mostní konstrukce, která návrh BK zásadním způsobem omezuje. Tato délka je dána především velikostí nárůstu osových sil v BK v oblasti pohyblivých ložisek. Aby nedošlo k překročení pevnostních mezí částí železničního svršku a mostovky, a ohrožení bezpečnosti provozu na mostech vlivem ztráty prostorové stability, musí být dodrženy následující podmínky:

- podmínka pevnosti,
- podmínka spáry při lomu kolejnice,
- podmínka relativního posunu kolejnice a mostu,
- podmínka stability BK.

Pro získání nejvyšší přípustné délky mostní konstrukce je třeba vyčíslit hodnoty proměnných, které se dosadí do výrazu posunutí a osových sil v jednotlivých prutech BK a mostní konstrukce. Hodnoty nejvýše přípustných dilatačních délek mostních konstrukcí pro různé skladby železničního svršku jsou uvedeny v příloze A.

1.3 Kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení

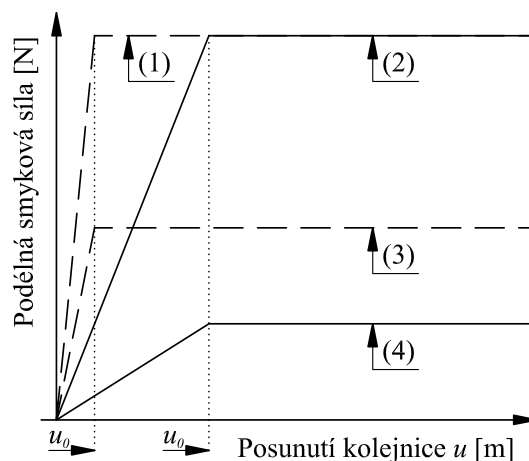
Zásadní rozdíl v přístupu k dané problematice spočívá v samotných teoretických předpokladech o spolupůsobení BK a mostní konstrukce. Výše uvedená teorie zjednodušuje komplikovaný vztah mezi podélným odporem kolejnic a podélným posunutím, které jsou obecně závislé na mnoha faktorech, na lineární závislost.

Současné požadavky Eurokódu [5] vedou k nelineárnímu průběhu, lépe řečeno bilineárnímu (viz obrázek 1.4), který má alespoň částečně tuto nelineární závislost vystihnout.

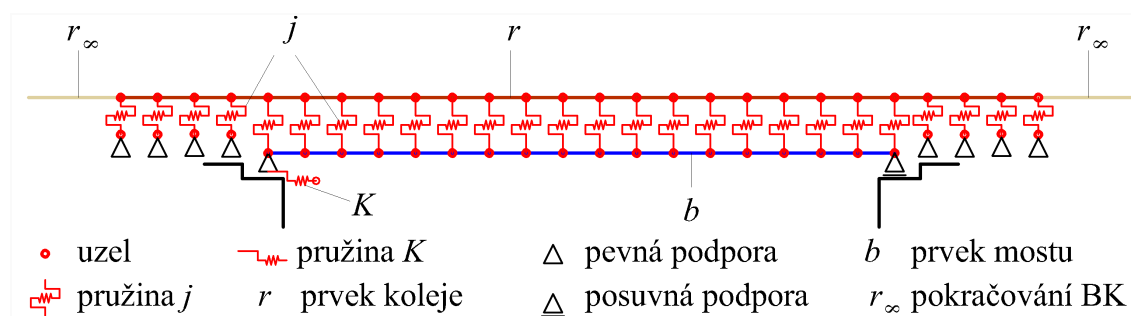
1.3.1 Modelování a výpočet

Pro stanovení účinků zatížení ve spolupůsobícím systému koleje a mostu je nutné zohlednit všechny reálné vazby, které ovlivňují míru spolupůsobení. Model je charakteristický systémem nelineárních pružin vytvářejících vazby mezi BK a mostem, a mezi zemním tělesem a mostem. Pružina K zahrnuje tuhost základů, pilířů, ložisek apod. a její charakteristiky stanovují, jak se má chovat pod účinky zatížení.

Nelineární pružiny zohledňují chování BK a mostu při jednotlivých účincích zatížení v podélném směru a mají obvykle bilineární průběh.



Obr. 1.4: Změna podélné smykové síly s podélným posunutím koleje. (1) Odpor kolejnice v pražci (zatížená kolej bez kolejového lože); (2) Odpor pražce v kolejovém loži (zatížená kolej); (3) Odpor kolejnice v pražci (nezatížená kolej bez kolejového lože); (4) Odpor pražce v kolejovém loži (nezatížená kolej).



Obr. 1.5: Příklad modelu pro výpočet kombinované odezvy koleje a mostu.

1.3.2 Návrhová kritéria dle ČSN EN 1991-2

Na rozdíl od předchozího analytického přístupu prof. Frýby dává Eurokód projektantům při posuzování bezстыkové koleje na mostech v zásadě strohá návrhová kritéria, která mají být dodržena. Navíc je metodika platná jen pro vybranou skladbu železničního svršku v následujícím složení:

- kolejnice UIC 60 s pevností v tahu nejméně 900 N.mm^{-2} ,
- přímá kolej nebo kolej o poloměru $R \geq 1\,500 \text{ m}$,
- kolej v kolejovém loži s těžkými betonovými pražci s maximální osovou vzdáleností 65 cm nebo s ekvivalentní konstrukcí koleje,
- kolej v kolejovém loži, nejméně s 30 cm konsolidovaného kolejového lože pod pražci.

Zásadním kritériem je požadavek **dovolených přídavných namáhání kolejnic** na mostě od kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení, která se mají omezit následujícími návrhovými hodnotami pro tlak a tah:

- tlak 72 N.mm^{-2} ,
- tah 92 N.mm^{-2} .

Druhou sadou kritérií jsou **mezní hodnoty pro deformaci konstrukce** od proměnných zatížení:

Při rozjezdu a brzdění nesmí poměrné posunutí konce nosné konstrukce mostu překročit:

- 5 mm pro BK s jedním nebo bez kolejnicových dilatačních zařízení (KDZ),
- 30 mm pro BK přerušenou KDZ a průběžným KL,
- pohyby $\geq 30 \text{ mm}$ pro přerušenou BK a přerušené KL mezerou umožňující pohyb.

Pro svislá zatížení dopravou nesmí podélné poměrné posunutí konce NK mostu způsobené deformací této konstrukce překročit:

- 8 mm pokud se uvažuje kombinované chování a pro jedno nebo žádné KDZ na konstrukci,
- 10 mm kombinované chování se neuvažuje.

Svislé posunutí horního povrchu nosné konstrukce vzhledem k přilehlé mostní konstrukci nebo opěře od proměnných zatížení nesmí překročit:

- 3 mm pro max. traťovou rychlost $< 160 \text{ km.h}^{-1}$,
- 2 mm pro max. traťovou rychlost $\geq 160 \text{ km.h}^{-1}$.

U přímo upevněných kolejnic se musí zvedací síly (od svislých dopravních zatížení) v kolejnicových podporách a systémech upevnění posoudit na odpovídající mezní stavy (včetně únavy) funkčních vlastností kolejnicových podpor a systému upevnění.

Norma dále uvádí dvě výpočetní metody, které jsou platné při splnění výše uvedených návrhových kritérií a stanovují vlastní meze deformace s omezením dilatační délky konstrukce. Oba tyto výpočetní postupy mj. spojují definované hodnoty podélného smykového odporu koleje v následujících mezích:

- nezatížená kolej 20 – 40 kN na metr koleje,
- zatížená kolej 60 kN na metr koleje.

2 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE

Hlavním cílem mé disertační práce je lepší pochopení chování BK na mostních konstrukcích a stanovení míry spolupůsobení celého systému. K dosažení tohoto cíle byla zvolena aplikace numerických metod a experimentálních měření uskutečněných na vybrané mostní konstrukci.

Zmíněná problematika je dále rozdělena na následující dílčí cíle:

- rozbor stávající metodiky pro určení nejvýše přípustné dilatující délky mostu s bezстыkovou kolejí,
- sledování pohybu mostní konstrukce a bezстыkové koleje zatížené teplotními změnami geodetickými metodami,
- sledování napětového stavu mostní konstrukce a bezстыkové koleje zatížené teplotními změnami a dopravou tenzometrickými metodami,
- sběr dat a jejich vyhodnocování ze zmíněných přímých měření,
- tvorba matematického aparátu za účelem komplexního vyhodnocení naměřených veličin na mostní konstrukci a bezстыkové koleji,
- využití souboru dat pro stanovení hodnot jednotlivých veličin, které se na spolupůsobení podílejí,
- zhodnocení a stanovení vhodného způsobu měření teploty mostních konstrukcí a bezстыkové koleje.

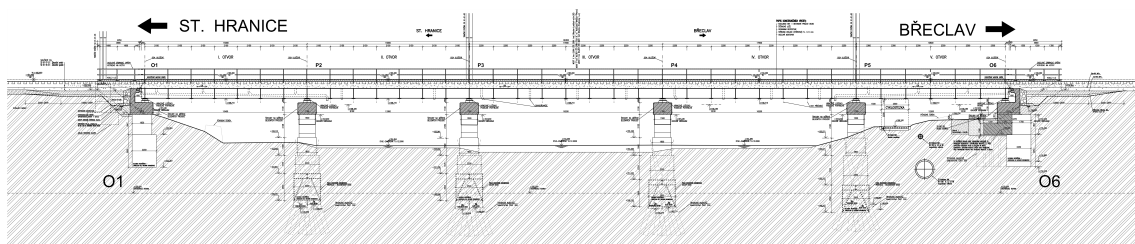
V současné době lze v českém prostředí na tento problém nahlížet z pohledu dvou normativních předpisů, oba však mají svá úskalí a nedostatky. Dílčím cílem bude na tyto nedostatky upozornit a stanovit možná doporučení a řešení, která povedou k dalšímu zpřesnění současných návrhových standardů při výpočtu a posouzení spolupůsobení BK a mostních konstrukcí. Výsledky práce mají přinést další dílčí podklady pro případnou úpravu nebo doplnění stávajících drážních předpisů či národních příloh evropských norem pro projektování, stavbu, provoz a údržbu železničních tratí.

3 EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST

3.1 Popis sledovaného systému

MOST V KM 82,467 V ŽST. BŘECLAV

Most se nachází na jižním zhlaví železniční stanice Břeclav, v místě křížení tří železničních tratí s řekou Dyjí. Most má pět otvorů, kterými překlenuje řeku Dyji, její inundační území a cyklostezku. Rozpětí nosných konstrukcí je 15,0 m – 15,0 m – 17,9 m – 17,9 m – 13,8 m. Jedná se v podstatě o tři mostní objekty pro tři železniční tratě. Most je založen v obtížném prostředí navážek, náplavových hlín, písků, štěrku a plastických jílu. Koleje jsou směřově v přímé s vodorovnou niveletou. Všechny hlavní nosné konstrukce jsou ocelové s průběžným kolejovým ložem, mostní ložiska jsou hrncového typu. Pevná ložiska na opěře O6 na břeclavské straně. Mostní objekt tvoří celkem tři mostní konstrukce, každá jako spojitý nosník o pěti polích.[10]

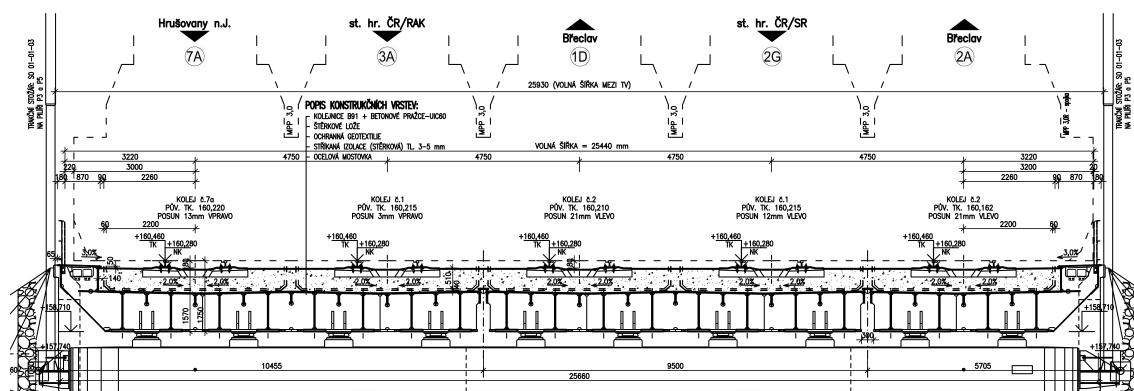


Obr. 3.1: Podélný řez mostem v km 82,467 v žst. Břeclav přes řeku Dyji.

V době přípravy projektové dokumentace ještě nevešla obecně v podvědomí kritéria z poměrně čerstvě zavedeného národního překladu evropské normy ČSN EN 1991-2[5], proto nebyla provedena kompletní analýza odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení podle této normy, ale postupovalo se podle tehdy zaužívané tabulky z předpisu SŽDC S3 díl XII[2]. Tabulka udává největší přípustnou dilatační délku pro řešený typ mostu s BK a daný železniční svršek UIC 60 s betonovými pražci v kolejovém loži 80 m.

Zajímavostí je, že rozpětí původní nosné konstrukce bylo větší. Pak za tohoto předpokladu by bylo nutné provést pevné ložisko na některém z pilířů anebo upravit opěry s úložnými prahy tak, aby bylo možné provést ocelovou konstrukci na délku max. 80 m. Po statickém posouzení stávajících pilířů bylo rozhodnuto o úpravě opěry s pevnými ložisky a jejím posunutí a tím i zkrácení délky přemostění. Nebylo však bráno v potaz, že jedna kolej je s kolejnicemi 49 E1, což by znamenalo úpravu dilatační délky nosné konstrukce podle tabulky z předpisu [2] až na konečných 60 m.

Právě tato kolej je sledovanou staniční kolejí 7A navazující na trať do Hrušovan nad Jevišovkou přes Boří les. Kolej leží na *nosné konstrukci* NK1, která zároveň převádí kolej 3A (s kolejnici 60 E2) směřující na státní hranici s Rakouskem.



Obr. 3.2: Příčný řez nosnou konstrukcí mostu (NK1 vlevo)

Celková délka nosné konstrukce je 80,3 m a je tvořena ortotropní konstrukcí s horní mostovkou, podporovanou podélnými nosníky. Kolejový rošt sledované koleje 7A se zapuštěným kolejovým ložem je sestaven z kolejníc 49 E1 na betonových prážkách B 91S/2 s pružným upevněním W 14. Staničení mostu stoupá od Hrušovan směrem k Břeclavi.

3.2 Parametry mostu a bezстыkové koleje

MOST

Vzhledem k tomu, že se jedná o tři nezávislé konstrukce, jejichž střední podélné spáry jsou překryty plechem přivařeným vždy jen k jedné z nich, čímž můžou nezávisle na sobě dilatovat, bude dále uváděna pouze sledovaná konstrukce NK1 s následujícími parametry, které jsou důležité k popisu chování celého systému:

Orientace mostu ke světovým stranám je taková, že NK1 je volnou stranou natočena k severozápadu a NK3 k jihovýchodu. Ze severozápadní strany je umístěna příhradová konstrukce lávky pro chodce ve vzdálenosti přibližně 5 metrů od NK1, která tuto krajní konstrukci částečně stíní v odpoledních hodinách. Příčníky na okraji konstrukce jsou zešíkmeny a na koncích částečně překryty bočním oplechováním (viz 3.2). Všechny tyto skutečnosti se projevují v tom, že přímé sluneční záření na hlavní části sledované konstrukce NK1 téměř nedopadá, nanejvýš krátce před západem slunce.

Základní údaje o nosné konstrukci		Základní údaje o spodní stavbě	
Označení	1	Značení opěr	O1 a O6
Popis	trámová plnostěnná	Materiál opěr	ŽB!
Typ	spojitá o 5ti polích	Značení pilířů	P2 až P5
Materiál	ocel S 355 J2(K2)+N	Materiál pilířů	ŽB! , kámen
Délka	80,3 m	Ložiska	hrncová
Šířka	9,5 m	Materiál ložisek	elastomer
Rozpětí	79,6 m	Pevná ložiska	O6 à 8 ks
Počet kolejí	2	Kluzná ložiska	O1 a P2-P5 à 4 ks

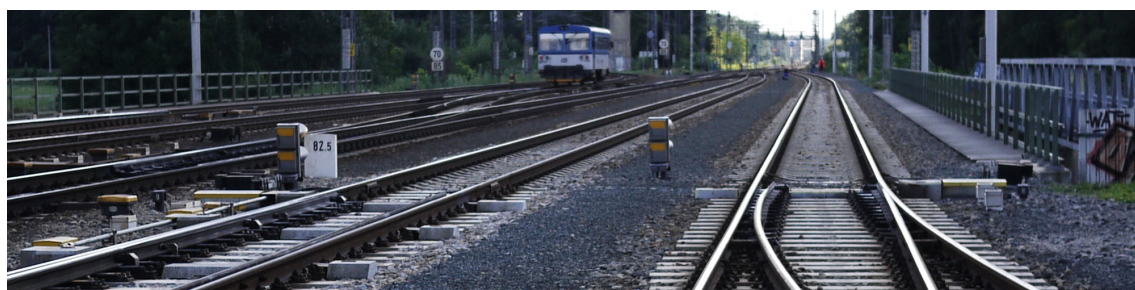
Tab. 3.1: Základní parametry mostní konstrukce a spodní stavby

BEZSTYKOVÁ KOLEJ

Na mostě se sbíhají 3 různé tratě. Ve všech kolejích je zřízena BK včetně kolejových spojek na mostě ležících. Délka NK byla přizpůsobena tak, aby vyhověla požadavkům předpisu [2] pro kolejnice UIC 60. Na konstrukci NK1 je ovšem umístěna kolej 7A s kolejnicemi 49 E1 bez jakýchkoliv speciálních úprav železničního svršku. Svršek v této koleji je v následujícím složení v celé délce mostu i v navazujících úsecích:

- kolejnice 49 E1,
- betonové pražce B 91S/2,
- pružné upevnění W 14,
- rozdělení pražců „u“,
- zapuštěné kolejové lože.

Kolejové lože na mostě v tl. 510 mm je zřízeno podle požadavků ČSN 73 6201 [6] na výšku obrysu nutného kolejového lože. Kolejové lože od stříkané polyuretanové hydroizolace mostovky odděluje pouze netkaná geotextílie.



Obr. 3.3: Pohled na kolejiště na mostě ve směru Hrušovany n. J. (kolej 7A vpravo).

3.2.1 FÁZE I: Geodetická měření polohy mostní konstrukce a bezstykové koleje

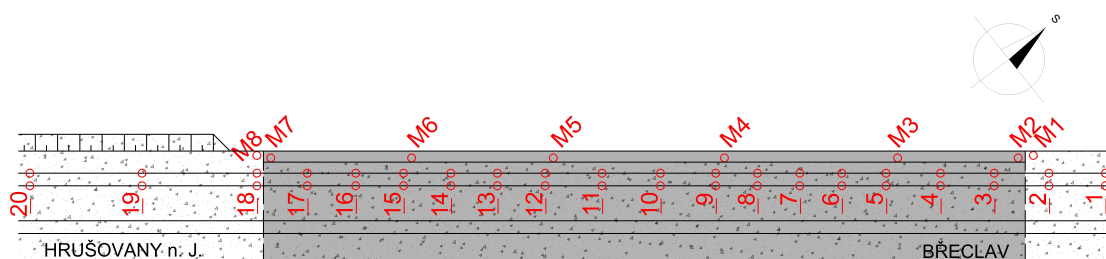
U této mostní konstrukce bylo ve Fázi I sledováno:

- posunutí kolejnicových pásů v závislosti na teplotě kolejnic,
- posunutí mostní nosné konstrukce NK1 v závislosti na její teplotě.

Výstupem řešení sledování bezstykové koleje na mostech s velkými dilatačními délkami byly:

- podklady pro stanovení podélného odporu proti podélnému posunutí koleje vůči mostní konstrukci a doporučení pro aktualizaci tabulky přípustných dilatačních délek předpisu SŽDC S3[2],
- stanovení zjednodušeného postupu výpočtu přípustných dilatačních délek a jeho validace.

Pro sledování pohybu mostní konstrukce a BK byla zvolena metoda geodetického monitoringu se současným měřením teploty vzduchu, kolejnic a mostu. Na obou kolejnicových pásích bylo vyznačeno celkem 20 měřicích profilů (po 20 bodech na levém i pravém kolejnicovém pásu, číslovány 1 až 20 proti směru staničení). Pro sledování posunů mostní konstrukce bylo osazeno 8 bodů (označených M1 až M8 – body M1 a M8 jsou umístěny na opěrách, ostatní body na mostovce v místech mostních pilířů). [11]



Obr. 3.4: Uspořádání geodeticky měřených bodů na mostě.

Pro monitoring dilatačního chování mostní konstrukce a železničního svršku v závislosti na teplotních změnách (případně na provozních účincích) byly vyznačeny pozorované body ve vybraných příčných profilech kolejnicových pásů, jejichž polohové změny ve směru osy koleje byly etapově proměřovány, spolu se sledováním dalších faktorů (především teploty kolejnic a mostní konstrukce). Osazeny byly oba kolejnicové pásy, intervaly staničení se pohybují od 5 m do 12 m. Další pozorované body byly vyznačeny na vybraných místech nosné mostní konstrukce NK1.

¹Body 1 a 8 neleží na mostní konstrukci, jsou to stabilizované body na opěrách.

Body na kolejnicových pásech							
Bod	[m]	Bod	[m]	Bod	[m]	Bod	[m]
1	-9,078	6	18,520	11	43,986	16	70,070
2	-3,359	7	23,079	12	49,977	17	75,184
3	2,444	8	27,522	13	54,978	18	80,478
4	8,235	9	32,000	14	59,974	19	92,470
5	14,069	10	37,983	15	64,976	20	104,465
Body na mostě							
1 ¹	-1,002	3	14,194	5	49,984	7	79,903
2	0,397	4	32,088	6	64,997	8 ¹	80,951

Tab. 3.2: Poloha jednotlivých bodů ve vztahu k počátku NK1 na straně pevných ložisek

V tabulce 3.2 jsou uvedeny všechny zaměřované body ve vztahu k počátku souřadného systému, který se nachází na začátku NK1 na straně pevných ložisek.

Celkem bylo provedeno 9 sad měření v různých ročních obdobích za proměnných povětrnostních podmínek. Z toho etapa E0 byla etapou výchozí, ke které bylo vztaženo všech následujících 8 etap (E1 až E8).

3.2.2 FÁZE II: Tenzometrická měření napjatostního stavu bezstykové koleje

Během sedmi spojitých měřících cyklů, kdy jeden cyklus trval vždy 3 – 4 dny, byly shromažďovány údaje z instalovaných odporových tenzometrů a teplotních čidel. Perioda záznamu průběžně měřených veličin byla 1 sekunda.

Ve Fázi II byly shromažďovány údaje z instalovaných odporových tenzometrů a teplotních čidel o:

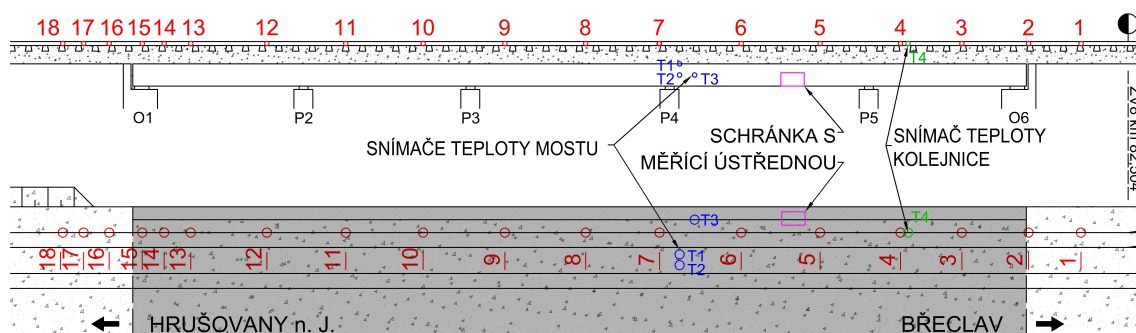
- poměrné deformaci kolejnicových pásů v závislosti na změně teploty,
- teplotě mostní konstrukce a BK.

Výstupem řešení sledování bezstykové koleje na mostě bylo:

- stanovení skutečného podélného odporu proti podélnému posunutí koleje vůči mostní konstrukci na základě velkého souboru dat,
- sestavení matematického modelu s využitím dat z obou fází monitoringu.

Na základě zkušeností z předchozích geodetických měření, kdy změna polohy

obou kolejnicových pásů v průběhu jednotlivých etap byla velmi podobná, byl tenzometry osazen jen levý kolejnicový pás. Osazení pouze jednoho pásu, na druhou stranu umožnilo zvýšení četnosti měřených bodů v oblasti nad kluznými ložisky mostu, kde byly očekávány extrémní hodnoty napětí (viz obrázek 3.5).



Obr. 3.5: Půdorys a řez se schématem instalované měřicí sestavy.

Body na levém kolejnicovém pásu																
18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2
86,600	84,730	82,430	79,450	77,480	75,090	68,250	61,160	54,210	46,860	39,600	32,960	25,745	18,530	11,310	5,790	-0,020
																-4,910

Tab. 3.3: Poloha tenzometrů ve vztahu k počátku NK1 na straně pevných ložisek

Stejně jako tomu bylo u geodetických měření, i v tomto případě jsou všechny relativní souřadnice odměřovány od začátku NK1 na straně pevných ložisek. Tabulka 3.3 uvádí polohu všech instalovaných tenzometrických polomostů na levém kolejnicovém pásu ve vztahu k počátku souřadného systému.

3.3 ROZBOR NAMĚŘENÝCH DAT

Ve Fázi I se jednotlivá geodetická měření řídila pevně daným harmonogramem, který byl nastaven rovnoměrně přes všechna roční období. V každém roce proběhly tři sady měření nezávisle na povětrnostních podmínkách. Za referenční měření je považována etapa E0 a všechna další měření byla vztažena k této etapě. Tzn., že výchozím stavem mostu je právě tato etapa ze dne 12. 6. 2013, co se týče polohy i výchozí teploty mostní konstrukce NK1 i BK.

V průběhu tří let se podařilo zachytit teploty na povrchu mostu a koleje v rozptylu na obě strany od referenčního stavu, což znamená, že mohl být vyhodnocen vliv zkracování i prodlužování mostní konstrukce na napěťový stav BK.

Etapa	Datum	Teplota		
		vzduchu	mostu (průměrná)	kolejnic (průměrná)
E0	12. 6. 2013	25,9 – 27,2 °C	20,5 °C	32,0 °C
E1	7. 8. 2013	34,3 – 36,3 °C	31,7 °C	47,5 °C
E2	29. 11. 2013	6,4 – 7,4 °C	1,1 °C	5,0 °C
E3	7. 3. 2014	11,3 – 13,8 °C	4,8 °C	21,8 °C
E4	6. 8. 2014	25,1 – 27,0 °C	21,7 °C	39,0 °C
E5	12. 12. 2014	5,7 – 9,8 °C	−0,7 °C	10,7 °C
E6	16. 3. 2015	11,7 – 14,3 °C	6,9 °C	17,8 °C
E7	17. 7. 2015	30,0 – 35,5 °C	25,6 °C	49,0 °C
E8	24. 9. 2015	20,0 – 22,1 °C	14,4 °C	29,6 °C

Tab. 3.4: Přehled jednotlivých etap geodetických měření a teplotních podmínek ve Fázi I.

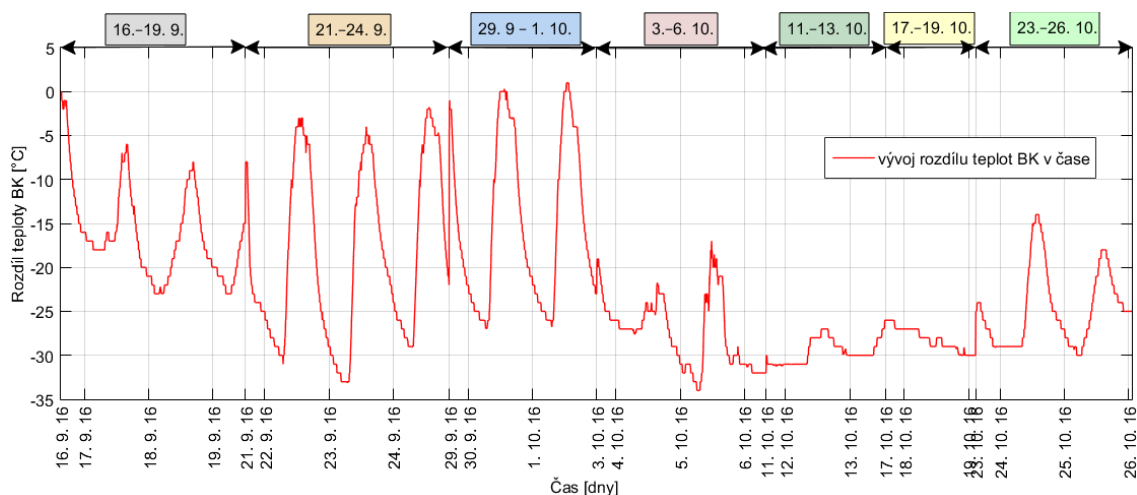
Ve Fázi II bylo měření limitováno dobou, po kterou byla k dispozici měřící ústředna. V období přibližně jednoho měsíce bylo proto snahou zajistit dostatečný počet záznamů pro následnou analýzu. Sběr dat probíhal každou sekundu v době, kdy byla měřící ústředna v provozu.

Etapa	Datum	Teplota		
		vzduchu (min.–max.)	mostu (min.–max.)	kolejnic (min.–max.)
E1	16.-19. 9. 2016	13,5 – 26,9 °C	18,0 – 30,0 °C	19,0 – 42,0 °C
E2	21.-24. 9. 2016	3,8 – 21,7 °C	13,0 – 23,0 °C	8,0 – 41,0 °C
E3	29. 9.-1. 10. 2016	9,9 – 26,2 °C	17,0 – 27,0 °C	15,0 – 43,0 °C
E4	3.-6. 10. 2016	5,5 – 16,4 °C	7,0 – 20,0 °C	8,0 – 25,0 °C
E5	11.-13. 10. 2016	6,2 – 9,7 °C	7,0 – 14,0 °C	10,0 – 16,0 °C
E6	17.-19. 10. 2016	5,7 – 11,9 °C	10,0 – 16,0 °C	12,0 – 16,0 °C
E7	23.-26. 10. 2016	1,4 – 16,4 °C	8,0 – 18,0 °C	12,0 – 28,0 °C

Tab. 3.5: Přehled jednotlivých etap tenzometrických měření a teplotních podmínek ve Fázi II.

Za referenční je považován stav mostu a BK ze dne 16. 9. 2016 v 15:07:12. Všechny rozdíly teplot jednotlivých povrchů v dalších etapách jsou odečítány právě od tohoto stavu.

Měřicí soustava byla zprovozněna až na sklonku léta, proto má vývoj teplot v dalším časovém úseku klesající tendenci a až na drobné výjimky, kdy došlo k oteplení nad referenční stav, byl zaznamenán vliv na napěťový stav BK výhradně od ochlazení mostní konstrukce. V průběhu času však docházelo k cyklickým poklesům a růstu teplot kolejnic, jak je vidět na obrázku 3.6.



Obr. 3.6: Vývoj rozdílů teploty BK od výchozího stavu v celém sledovaném období.

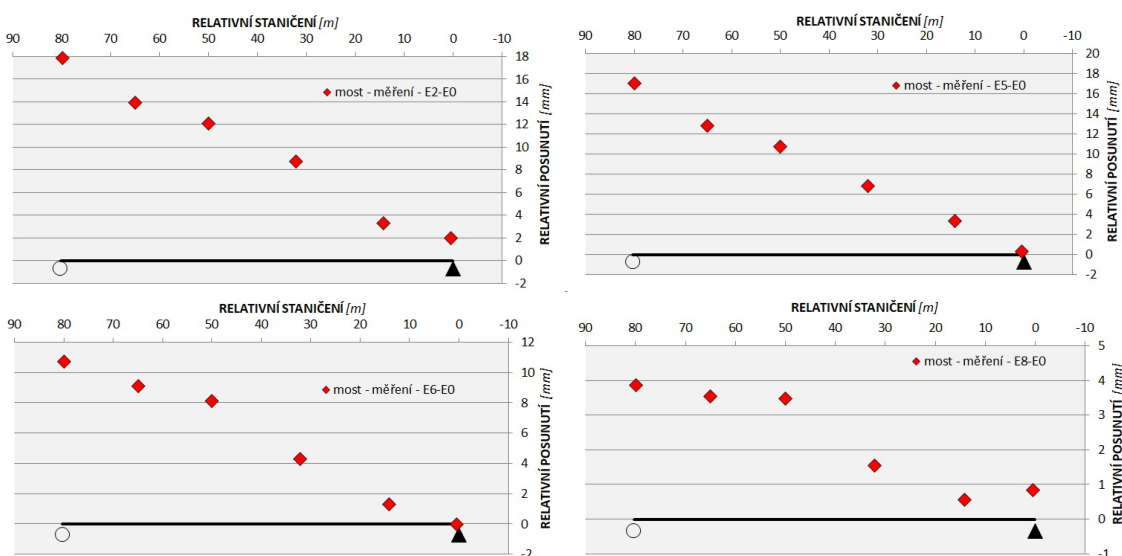
Je zřejmé, že v první polovině sledovaného období docházelo k větším výchylkám maximálních denních a minimálních nočních teplot a ve druhé polovině došlo k ochlazení a rozdíly nejvyšších a nejnižších teplot již nejsou tak patrné.

4 VYHODNOCENÍ NAMĚŘENÝCH DAT

4.1 Stanovení ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce

Protože nebyly známy údaje o tuhosti spodní stavby, tření v pohyblivých ložiskách, ani další možné vlivy, které by mohly mít rovněž vliv na délkovou roztažnost mostní konstrukce, proto celý tento jev byl vyjádřen **ekvivalentním součinitelem teplotní roztažnosti** α_m (podobně jako v [9]), který bude stanoven na základě dat zaznamenaných ve **Fázi I**.

Během tříletého geodetického sledování polohy mostní konstrukce a BK byla, kromě výchozí etapy E0, celkem v dalších osmi případech zaznamenána délková změna polohy mostní konstrukce při odpovídající změně teploty. Z těchto osmi sad měření, kdy byla snímána změna polohy mostní konstrukce na vyznačených bodech M2 – M7 vůči stabilizovaným bodům na opěře mostu M1 a M8, byl stanoven ekvivalentní součinitel teplotní délkové roztažnosti mostní konstrukce.



Obr. 4.1: Ukázka posunutí NK1 v jednotlivých etapách vzhledem k etapě E0.

Posunutí mostní konstrukce v průběhu jednotlivých etap vzhledem k etapě E0 se odehrálo za teplotních podmínek z tabulky 3.4.

Všechna data (podélná posunutí) zjištěná pomocí experimentálního měření v průběhu devíti etap (E0 – E8) byla využita pro aproximaci hledaného řešení součinitele α_m . Pro řešení této lineární aproximace byla zvolena matematicko-statistická *metoda nejmenších čtverců* (MNČ).

Obecně šlo o to, aproximovat soubor naměřených dat zadanou rovnicí tak, aby došlo pokud možno k nejlepší shodě funkce s naměřenými daty. Bylo nutné stanovit velikost chyby, která vznikla při aproximaci. K tomu posloužil výpočet rezidua:

$$e_i = Y_i - \hat{Y}_i \quad (4.1)$$

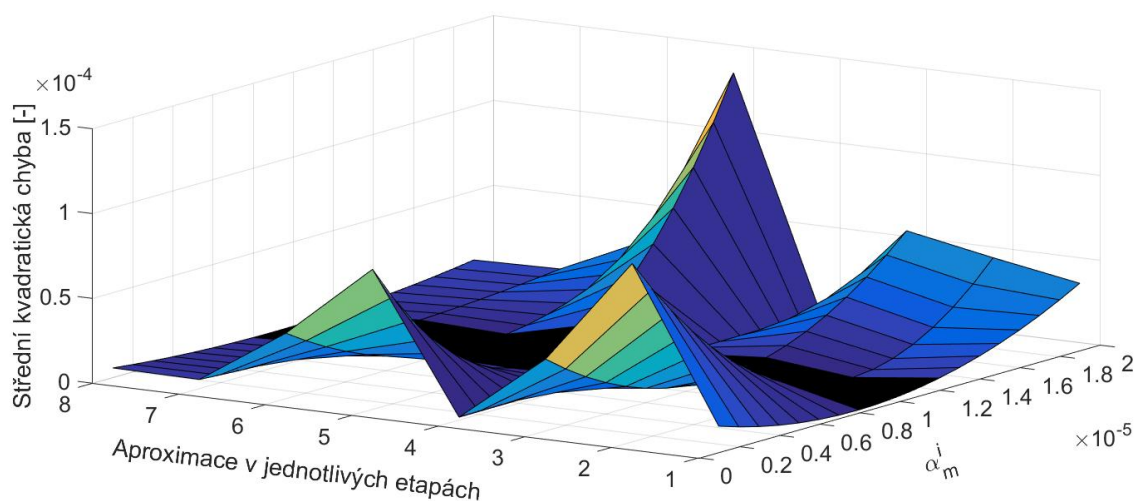
Z podstaty samotného vymezení této metody byl potřeba pro odhad parametru regresní funkce minimalizovat reziduální součet pomocí následujícího vztahu:

$$S_e^2 = \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2 \quad (4.2)$$

Hledáno tedy bylo minimum výrazu 4.2, kde:

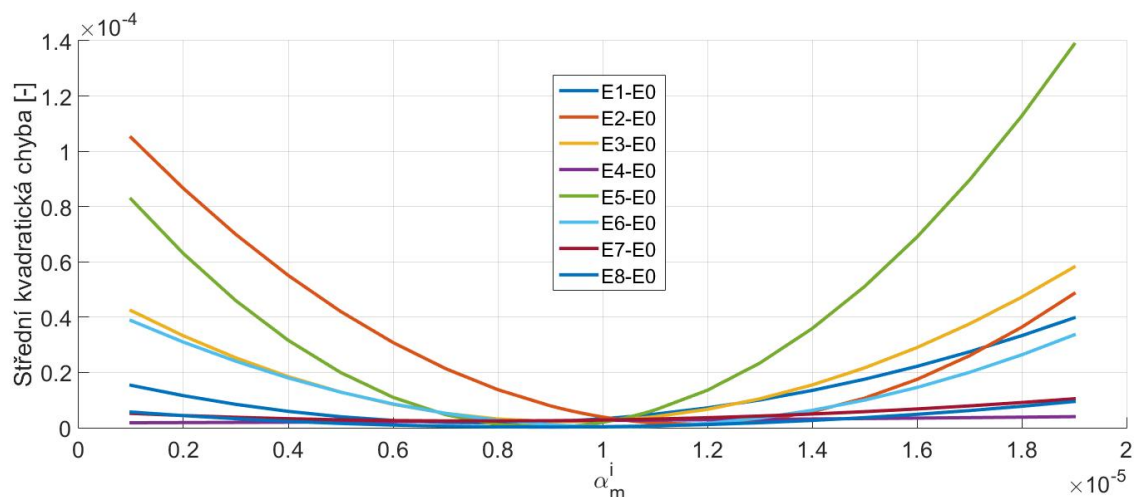
Y_i jsou konkrétní hodnoty posunutí zjištěné měřením,

$\hat{Y}_i$ jsou hodnoty posunutí získané při hledání minima funkce z rovnice ?? na parametrickém prostoru neznámé veličiny α_m^i .



Obr. 4.2: Reziduální součty řídicích funkcí s proměnnou α_m^i na prohledávaném parametrickém prostoru.

Parametrický prostor součinitele podélné tepelné roztažnosti mostní konstrukce α_m^i byl standardně prohledáván s krokem $1 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Na obrázku 4.2 je černým pruhem znázorněna oblast, ve které bylo očekáváno minimum střední kvadratické chyby řídicích rovnic. V této oblasti byl krok iterace stonásobně kratší $1 \cdot 10^{-8} \text{ K}^{-1}$ pro přesné určení absolutního minima za všechny řídicí funkce. Šířka oblasti je $8 - 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

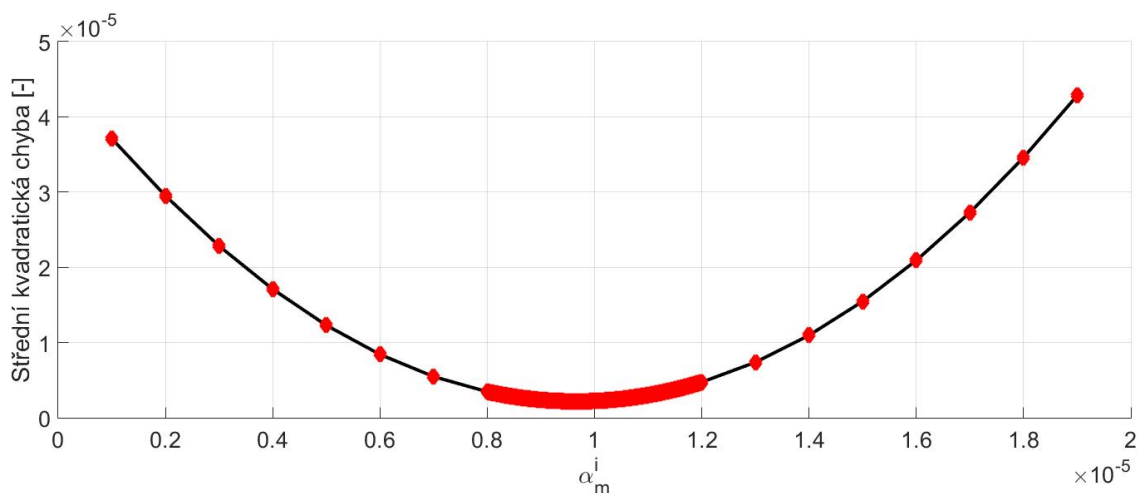


Na obrázku 4.1 jsou vidět minima řídicích funkcí, které byly aproximovány v jednotlivých etapách měření na mostě. Etapa E4 byla měřena téměř za totožných povětrnostních podmínek jako výchozí etapa E0 (viz tabulka 3.4).

Etapa	E1-E0	E2-E0	E3-E0	E4-E0	E5-E0	E6-E0	E7-E0	E8-E0
α_m^i [K ⁻¹]	8,0 ·10 ⁻⁶	11,7 ·10 ⁻⁶	9,3 ·10 ⁻⁶	1,0 ·10 ⁻⁶	8,8 ·10 ⁻⁶	10,3 ·10 ⁻⁶	8,0 ·10 ⁻⁶	8,8 ·10 ⁻⁶

Tab. 4.1: Přehled dílčích hodnot součinitele α_m^i po aproximaci v jednotlivých etapách.

V tabulce 4.1 jsou uvedeny dílčí hodnoty součinitele α_m^i v jednotlivých etapách. Je vidět, že kromě výše zmiňované etapy E4, všechny ostatní hodnoty jsou v očekávaném rozmezí $8 - 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Výsledná hodnota α_m je znázorněna na obrázku 4.3 jako průměr středních kvadratických chyb funkcí přes všechna iterovaná α_m^i .



Obr. 4.3: Výsledná hodnota α_m jako minimum řídicích funkcí.

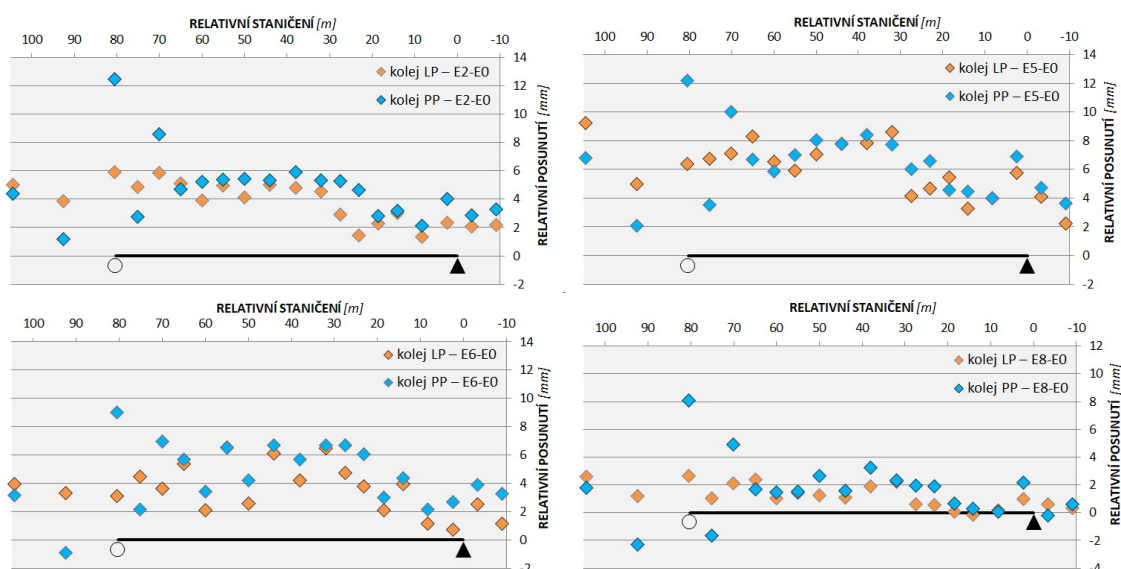
Výsledný součinitel teplotní délkové roztažnosti mostní konstrukce, na základě geodetických měření a matematické lineární aproximace pomocí MNČ, byl stanoven hodnotou:

$$\alpha_m = 9,66 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}.$$

Ve srovnání s hodnotou součinitele tepelné roztažnosti uvedenou v publikaci [9] v tabulce 14.7, kde se uvádí $\alpha_0 = 6 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ pro ocelové mosty s kolejovým ložem, je tato hodnota asi o 50% vyšší. Avšak při pohledu do novějších experimentálních výzkumů (např. experimentální měření na Znojenském viaduktu [12] nebo na mostě v Kolíně [13]) lze konstatovat, že pro tyto tři ocelové konstrukce s kolejovým ložem jsou z hlediska stanoveného ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce srovnatelné a velmi podobné (Znojmo – $\alpha_m = 9,7 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, Kolín – $\alpha_m = 8,5$ a $9,5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$).

4.2 Stanovení podélného odporu koleje na mostě

Stejně jako v předešlé kapitole, ke stanovení podélného odporu koleje na mostě opět posloužila data z **Fáze I**. Ve dvaceti řezech vyznačených na obou kolejnicových pásech (viz obrázek 3.4) byla sledována změna jejich polohy od výchozí Etapy 0. Opět pro všechny etapy platí teplotní podmínky podle tabulky 3.4.



Obr. 4.4: Ukázka posunutí LP a PP v jednotlivých etapách vzhledem k etapě E0.

Z jednotlivých grafů je patrné, že zvláště v oblasti kluzného ložiska dochází ke značnému kolísání hodnot relativního posunutí převážně v pravém kolejnicovém

pásu. Při vzájemném srovnání rozdílů hodnot relativního posunutí v obou kolejnicových pásech dochází k největším rozdílům rovněž v této oblasti. Jedná se především o body v řezech 16, 17, 18 a 19, které leží v úseku přibližně 10 m před a 12 m za koncem nosné konstrukce nad kluznými ložisky (viz tabulka 3.2).

Na základě principů popsaných v kapitole 1.2 byla na experimentálních datech provedena aproximace. V tomto případě se jedná o obecnou lineární regresi s využitím obecných polynomů definovaných diferenciálními rovnicemi 1.10. Pro řešení byla také v tomto případě zvolena MNČ.

V souladu s požadavky [5] byla provedena změna diferenciálních rovnic 1.10 tak, aby byl zohledněn vliv podélného smykového odporu k_{ip} [N.m⁻¹]. To bylo provedeno úpravou exponenciálního členu z rovnice 1.11 na následující tvar:

$$\lambda_i^2 = \frac{k_{ip}^i}{E_i A_i u_0} \quad (4.3)$$

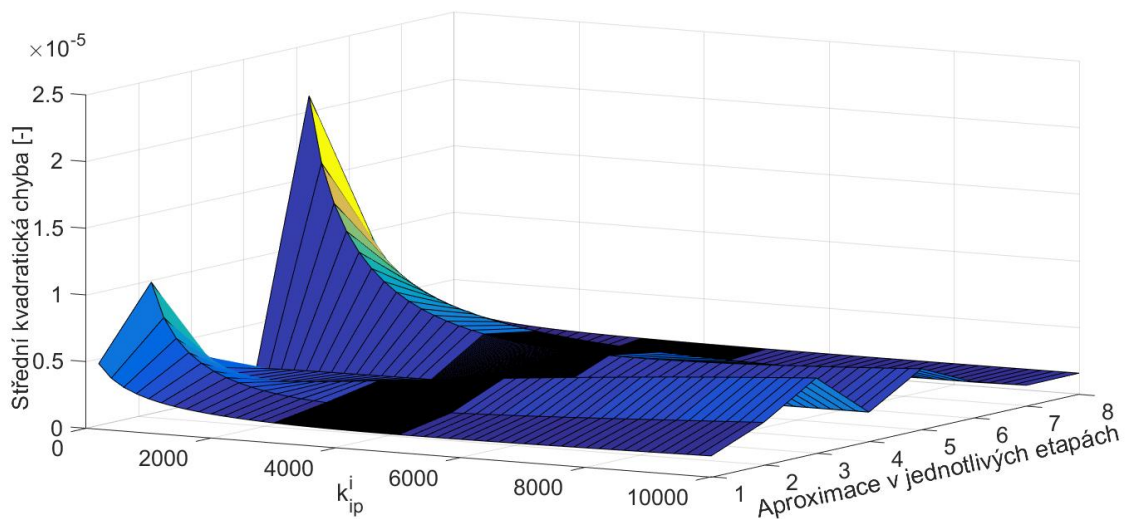
kde:

E	modul pružnosti kolejnicové oceli [N.m ⁻²],
A	plocha průřezu dvou kolejnic [m ²],
k_{ip}^i	dílčí hodnota podélného smykového odporu koleje [N.m ⁻¹],
u_0	hodnota posunutí, při níž je dosažen podélný smykový odpor koleje [m].

Členem $\frac{k_{ip}^i}{u_0}$, který popisuje aktivaci podélného smykového odporu koleje, se nahrazuje konstanta k_i , která značí součinitel vodorovného podélného uložení kolejnic podle publikace [9]. Dílčí hodnota podélného smykového odporu koleje k_{ip}^i , jak bylo řečeno již dříve, je iterovanou proměnnou a hodnota posunutí, která leží právě na hranici mezi pružným a plastickým odporem koleje, byla zvolena dle doporučení [7] pro kolej ve šterkovém loži $u_0 = 2$ mm.

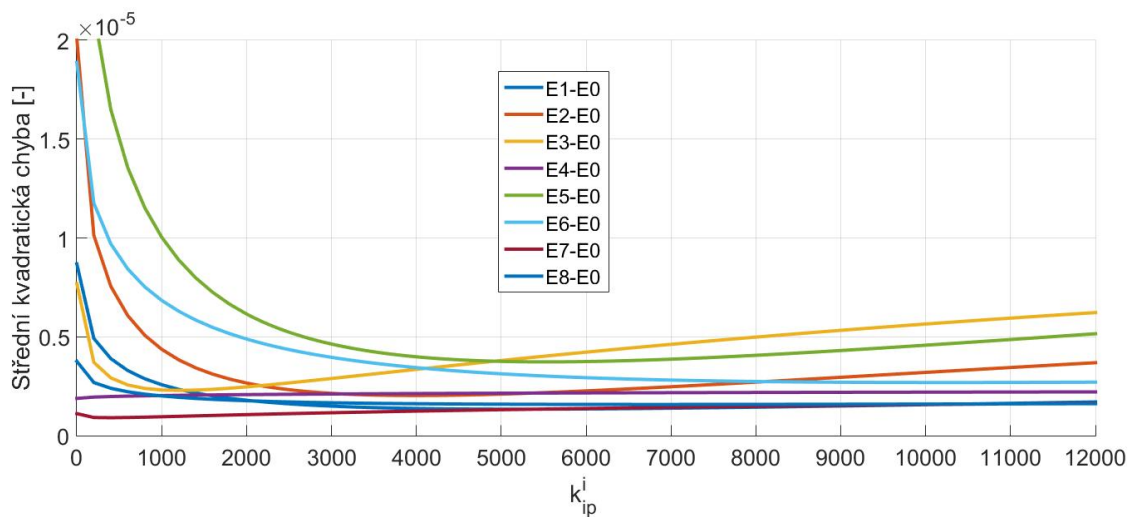
Stanovením ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce z předchozí kapitoly 4.1 se dále zmenšil parametrický prostor neznámých a vypočtená hodnota $\alpha_m = 9,66 \cdot 10^{-6}$ K⁻¹ byla s výhodou použita při výpočtu hodnoty podélného odporu koleje na mostě.

Aproximace se dále řídila výše uvedenými vztahy 4.1 a 4.2, tzn., že po prohledání parametrického prostoru dosáhla výsledná optimalizovaná funkce nejnižšího reziduálního součtu. Iterační krok proměnné hodnoty podélného smykového odporu koleje k_{ip}^i byl volen v závislosti na oblasti očekávaného nalezení minima funkcí. V krajních oblastech to bylo 200 N.m⁻¹ a v oblasti, kde bylo očekáváno minimum střední kvadratické chyby řídicích rovnic s krokem desetinásobně kratším 20 N.m⁻¹. Tato oblast je na obrázku 4.5 znázorněna černým pruhem o šířce 2000 – 7000 N.m⁻¹.



Obr. 4.5: Reziduální součty řídicích funkcí s proměnnou k_{ip}^i na prohledávaném parametrickém prostoru.

Na obrázku 4.6 jsou vidět minima řídicích funkcí, které byly aproximovány v jednotlivých etapách měření na kolejnicových páslech. Tentokrát jsou zde dvě etapy, které v celé šíři parametrického prostoru vykazovaly téměř konstantní průběh středních kvadratických chyb zjištěných při aproximaci naměřených hodnot řídicími rovnicemi. Jedná se o etapy měření E4 a E7.



Obr. 4.6: Reziduální součty řídicích funkcí s proměnnou k_{ip}^i v jednotlivých etapách.

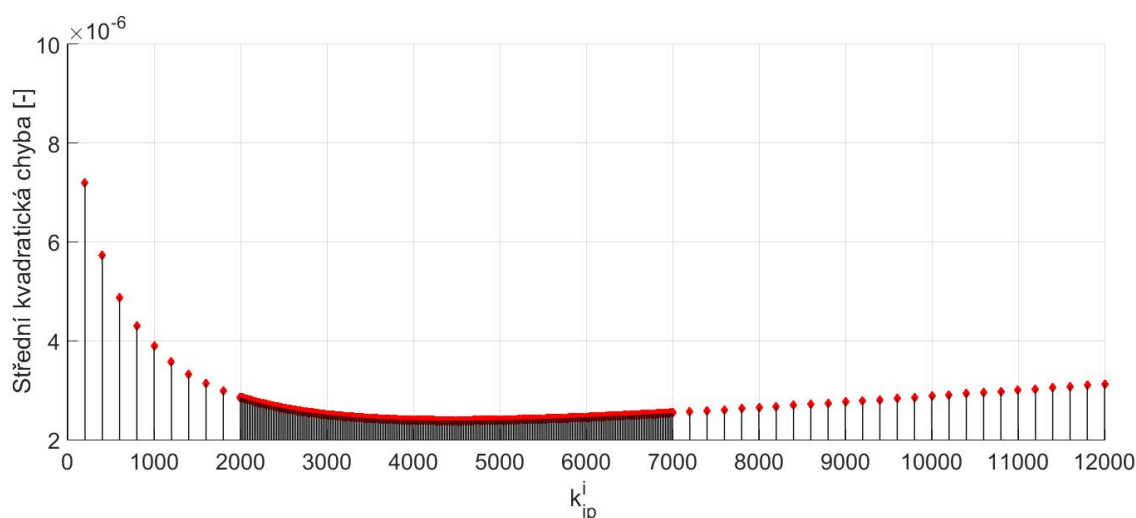
Tabulka 4.2 uvádí dílčí hodnoty podélných odporů koleje jako výsledek minimalizace střední kvadratické chyby jednotlivých řídicích funkcí. Většina hodnot se nachází ve zvoleném intervalu $2 - 7 \cdot 10^3 \text{ N.m}^{-1}$.

Výsledky z etap E4 a E7 díky velmi malým rozdílům v relativních posunutí kolejnicových pásů vůči etapě E0 silně korelují s vývojem rozdílů teploty mostní kon-

Etapa	E1-E0	E2-E0	E3-E0	E4-E0	E5-E0	E6-E0	E7-E0	E8-E0
k_{ip}^i [N.m ⁻¹]	5,2 ·10 ³	4,2 ·10 ³	1,2 ·10 ³	0,0 ·10 ³	5,5 ·10 ³	10,2 ·10 ³	0,4 ·10 ³	6,8 ·10 ³

Tab. 4.2: Přehled dílčích hodnot podélného smykového odporu k_{ip}^i po aproximaci v jednotlivých etapách.

strukce, proto se výsledná hodnota blíží 0. Výsledná hodnota podélného smykového odporu koleje k_{ip} je znázorněna na obrázku 4.7 jako průměr středních kvadratických chyb funkcí jednotlivých etap přes všechna iterovaná k_{ip}^i .



Obr. 4.7: Výsledná hodnota k_{ip} z Fáze I jako minimum řídících funkcí.

Výsledný podélný odpor koleje na mostě bez zatížení kolejovou dopravou, na základě geodetických měření polohy kolejnicových pásů a matematické obecné lineární aproximace pomocí MNČ, byl stanoven hodnotou:

$$k_{ip} = 4,5 \cdot 10^3 \text{ N.m}^{-1}.$$

Ve srovnání s hodnotami, které uvádí předpis [7] pro hodnoty odporu k v plastické větvi bilineárního diagramu:

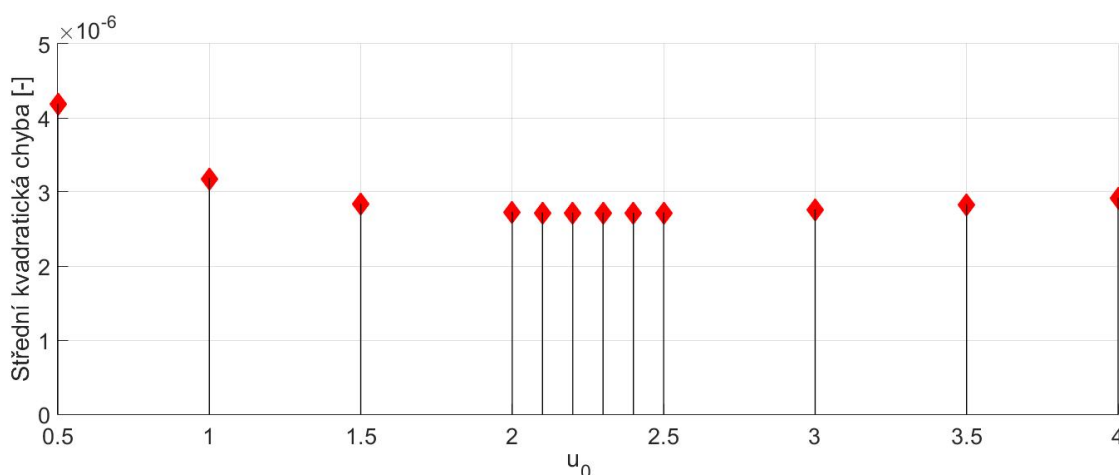
$$\begin{aligned} k &= 12 \text{ kN.m}^{-1} && \text{odpor pražců ve šterk. loži (nezatížená trať, průměrná údržba),} \\ k &= 20 \text{ kN.m}^{-1} && \text{odpor pražců ve šterk. loži (nezatížená trať, dobrá údržba),} \end{aligned}$$

se zdají tyto hodnoty značně podhodnocené. Jak ale ukázali jiné experimentální výzkumy (např. [15] a další) na mostních konstrukcích se šterkovým ložem ve žlabu, tak především v nezatíženém stavu (tj. zatížení pouze teplotou) podélný odpor koleje na mostě může nabývat významně nižších hodnot než uvádí předpis [7].

4.2.1 Parametrická studie počáteční hodnoty posunutí

V předchozí kapitole byla hodnota posunutí, při aktivaci smykového odporu, uvažována jako $u_0 = 2$ mm. Proto je zapotřebí ověřit, zda byla tato volba správná či nikoliv. Ověření proběhlo opět stejným matematickým postupem, pomocí kterého bylo cílem najít minimální reziduální součet podle rovnice 4.2.

Prohledáván byl prostor v intervalu $\langle 0,5; 4 \rangle$ mm po 0,5 mm s tím, že podle předchozích pokusů byl interval $\langle 2,0; 2,5 \rangle$ mm, kde bylo očekáváno minimum střední kvadratické chyby, ověřován s krokem 0,1 mm. Tento interval je vidět na obrázku 4.8 a je patrné, že při volbě kterékoliv hodnoty z této oblasti se dopouštím téměř stejné chyby v reziduálním součtu odchylek naměřených a vypočtených hodnot.



Obr. 4.8: Výsledná hodnota u_0 jako minimum řídicích funkcí.

Nicméně výsledné posunutí, při němž je dosažen podélný smykový odpor koleje, na základě geodetických měření polohy kolejnicových pásů a matematické obecné lineární aproximace pomocí MNČ, bylo stanoveno hodnotou:

$$u_0 = 2,3 \text{ mm.}$$

Pro případ BK na mostě s kolejovým ložem v nezátíženém stavu řada předpisů a autorů (např. [7], [8], [16] a další) pracuje s hodnotou blízkou $u_0 = 2$ mm. Závěry této práce se v dané oblasti shodují.

4.3 Vyhodnocení tenzometrických měření

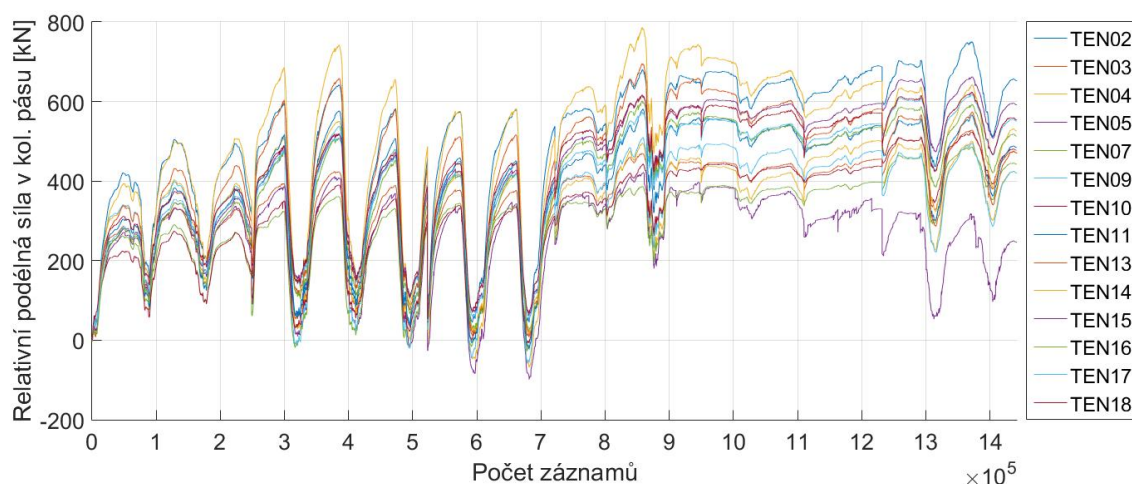
Po ukončení geodetických měření a vyhodnocení dat vyvstala potřeba ověřit závěry, které jsou uvedeny výše. Dle předchozího označení z kapitoly 1.2 se jedná o **Fázi II**.

S využitím tenzometrických měření byl zaznamenáván napěťový stav BK, konkrétně LP. Souběžně se snímáním napěťového stavu kolejnicového pásu s intervalem jedné sekundy bylo zapotřebí zaznamenávat i teplotu koleje a mostu.

4.3.1 Podélný odpor BK na mostě podle tenzometrických měření

V této kapitole půjde o ověření závěrů z kapitoly 4.2, kde byla stanovena hodnota podélného odporu BK na mostě. Následující vyhodnocení proběhlo na základě tenzometrických měření poměrné deformace kolejnicového pásu a měření teploty mostní konstrukce a koleje.

Z původních 18 řezů, kde byly instalovány tenzometry, bylo do výpočtů uvažováno pouze se 14 z nich z důvodů uvedených výše. Na obrázku 4.9 je znázorněn průběh relativních silových účinků v levém kolejnicovém pásu po provedení filtrace vzhledem k výchozímu stavu v čase $t = 0$ s zaznamenaný jednotlivými tenzometry v celé délce měření.



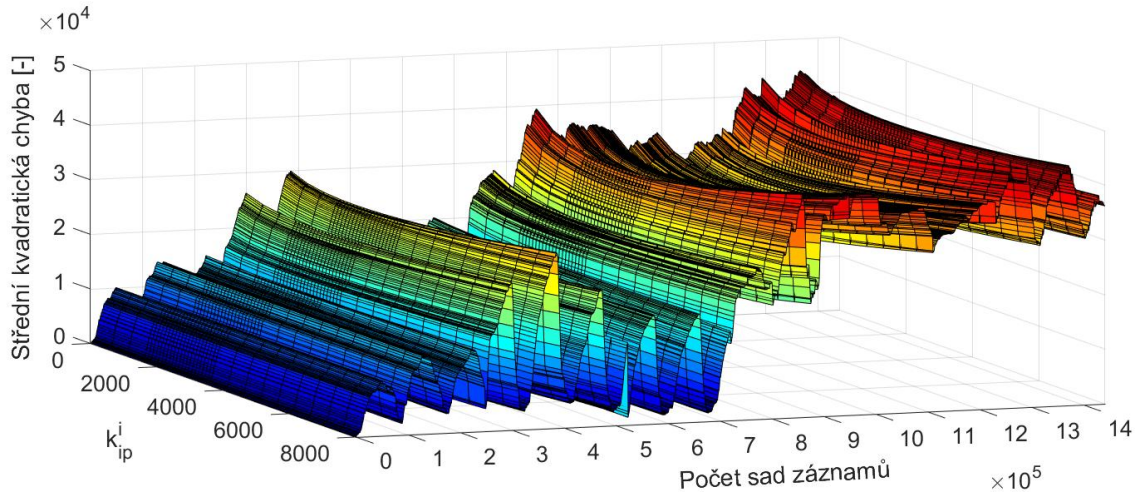
Obr. 4.9: Průběh relativních silových účinků v levém kolejnicovém pásu.

V sedmi cyklech měření bylo zaznamenáno celkem 1 442 033 hodnot z každého tenzometrického polomostu a stejný počet z teplotních čidel. Počet hodnot odpovídá celkové délce měření v sekundách. Za účelem věrohodného porovnání výsledků byla uplatněna stejná metoda jako u vyhodnocení dat z geodetických měření, tj. minimalizováním reziduálního součtu odchylek naměřených a aproximovaných pomocí MNČ při platnosti rovnic 4.1 a 4.2.

Z předchozích závěrů zjištěných ve Fázi I bylo možné použít několik zjednodušení a upřesnění parametrického prostoru za účelem snížení počtu matematických operací a výsledného souboru hodnot. Bylo využito znalostí:

- součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce
 $\alpha_m = 9,66 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$,
- počátečního posunutí, při němž je dosaženo podélného smykového odporu koleje
 $u_0 = 2,3 \text{ mm}$,
- oblast přibližného řešení hodnoty podélného smykového odporu koleje
 $k_{ip} < 10 \text{ kN.m}^{-1}$.

Parametrický prostor, ve kterém bylo hledáno řešení hodnoty podélného smykového odporu koleje k_{ip} , byl omezen na interval 1 N.m^{-1} až 8 kN.m^{-1} se standardním krokem $0,5 \text{ kN.m}^{-1}$ a v oblasti očekávaného řešení $1,5 \text{ kN.m}^{-1}$ až $3,5 \text{ kN.m}^{-1}$ s hustějším krokem $0,1 \text{ kN.m}^{-1}$, viz oblast s hustějším šrafováním na obrázku 4.10.



Obr. 4.10: Reziduální součty řídicích funkcí s proměnnou k_{ip}^i přes všechny sady záznamů.

Aproximačními funkcemi jsou rovnice jednotlivých osových sil stanovených na základě diferenciálních rovnic 1.10 se změnou exponenciálního členu podle rovnice 4.3 stejně tak, jako tomu bylo u předchozího postupu vyhodnocení geodetických dat. V prostoru $n\langle 1; 1442025 \rangle$; $k_{ip}^i\langle 1; 10000 \rangle$; $i\langle 1; 14 \rangle$,

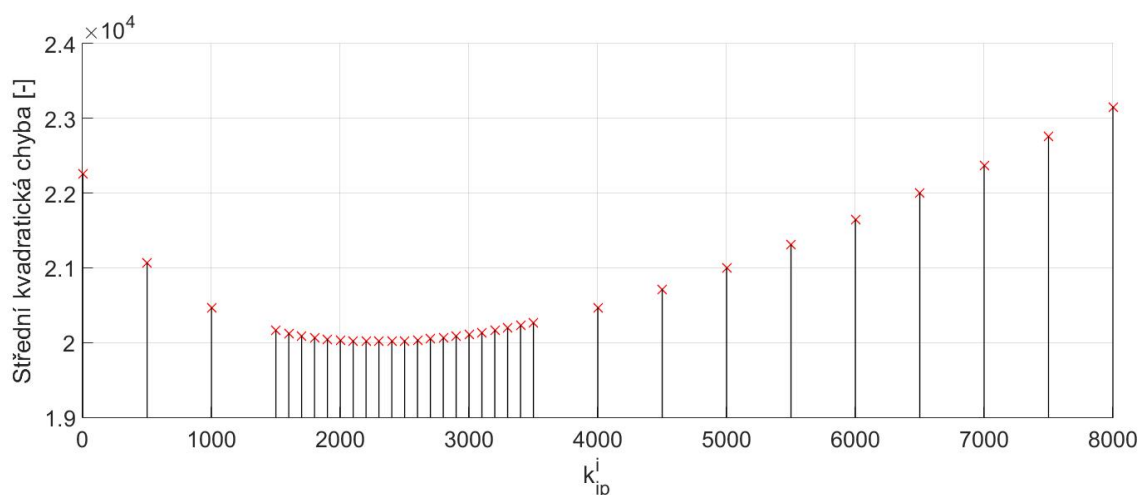
kde:

- n je počet záznamů,
- k_{ip}^i je rozsah vektoru hledaného podélného smykového odporu koleje,
- i je počet sledovaných tenzometrů,

byla zjištěna, na základě tenzometrických měření napětového stavu levého kolejnicového pásu a matematické obecné lineární aproximace pomocí MNČ, hodnota podélného smykového odporu koleje na mostě bez zatížení kolejovou dopravou o velikosti:

$$k_{ip} = 2,3 \cdot 10^3 \text{ N.m}^{-1}.$$

Stanovení této hodnoty proběhlo dle pravidel popsanych výše a v konečném důsledku je dána nejmenším reziduálním součtem kvadratických odchylek řídicích funkcí od naměřených dat s dosazením všech hodnot uvažovaného vektoru podélného smykového odporu k_{ip}^i (viz obrázek 4.11).



Obr. 4.11: Výsledná hodnota k_{ip}^i z Fáze II jako minimum řídicích funkcí.

Všechna snímaná data koleje pochází z levého kolejnicového pásu, jak bylo popsáno v kapitole 3.2.2. Předpokládá se, že pravý kolejnicový pás se chová symetricky z hlediska napětí. Podélná posunutí kolejnicových pásů zjištěná na základě geodetických měření ve Fázi I tomuto tvrzení dávají za pravdu i s ohledem na popsané odchylky v posunutí obou kolejnicových pásů v oblasti nad kluznými ložisky. Proto s jistou mírou zjednodušení, na základě předpokladu symetrie, je výsledná hodnota dvojnásobkem podélného smykového odporu zjištěného na levém kolejnicovém pásu, tudíž:

$$k_{ip} = 4,6 \cdot 10^3 \text{ N.m}^{-1}.$$

Ve srovnání se zjištěnou hodnotou stanovenou na základě geodetických měření, dochází k velmi dobré shodě s rozdílem hodnot přibližně $0,1 \text{ kN.m}^{-1}$.

Závěr

V rámci disertační práce bylo řešeno několik dílčích úkolů, které byly prováděny za účelem získání a vyhodnocení komplexního souboru dat pro stanovení míry spolupůsobení bezстыkové koleje a mostu. Na základě vyhodnocení těchto dat lze stanovit následující závěry pro:

- **Geodetická měření:**

- ◇ Bylo zjištěno, že podélná posunutí obou kolejnicových pásů jsou velmi podobná kromě oblasti nad kluznými ložisky, kde docházelo k největším vzájemným odchylkám posunutí.
- ◇ Na základě geodetických měření a současného zaznamenávání změny teplot mostní konstrukce a kolejnicových pásů byl stanoven ekvivalentní součinitel teplotní roztažnosti mostní konstrukce, v kterém jsou obsaženy neznámé vlivy podélného tření v ložiskách, tuhost opěr a pilířů, nerovnoměrnost teploty jednotlivých částí mostní konstrukce a další. Zjištěná hodnota je velmi blízká dříve provedeným tuzemským experimentálním měřením na mostech se šterkovým ložem ve žlabu a je přibližně o 20 % nižší než hodnota charakteristická pro ocelové materiály.
- ◇ S pomocí měřené změny podélných posunutí mostní konstrukce a kolejnicových pásů a ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce byl vypočítán podélný smykový odpor koleje. Zjištěná hodnota je výrazně nižší než jsou meze, v kterých jej doporučuje ČSN EN 1991-2 pro výpočet kombinované odezvy.
- ◇ Parametrickou studií byla upřesněna hodnota podélného posunutí, při kterém se aktivoval podélný smykový odpor. K tomu došlo v rámci intervalu (2 až 3 mm), který pro výpočet doporučuje i národní příloha NA výše zmiňované normy.

- **Tenzometrická měření:**

- ◇ Průběh poměrné deformace kolejnicového pásu dle očekávání kopíroval průběh změny teploty bez dalších anomálií v úseku před mostem, na mostě i za mostem i přes to, že na straně pevných ložisek mostu je v BK umístěn začátek výhybky přibližně 10 m od mostu.
- ◇ S využitím dříve stanoveného ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce a s použitím celé sady zaznamenaných změn teploty a poměrných deformací levého kolejnicového pásu bylo cílem ověřit výslednou hodnotu podélného smykového odporu koleje na mostě z předchozí fáze. Bylo zavedeno zjednodušení ve smyslu symetrického chování obou kolejnicových pásů z hlediska poměrných deformací, čímž výsledná

hodnota smykového odporu koleje zjištěného ve fázi geodetických měření byla s vysokou mírou shody potvrzena. Odchylka obou dosažených hodnot je menší než 5 %.

- **Měření teploty.**

- ◊ Nebyl prokázán spád teploty nosné konstrukce v příčném směru, ale byl zjištěn významnější rozdíl teplot jednotlivých částí konstrukce. Teplotní setrvačnost mostovkového plechu byla větší než hlavních nosníků, které vykazovali větší výchylky změny teploty.
- ◊ Kontinuálně zaznamenávaná změna teploty je v případě mostní konstrukce mnohem průkaznější než diskrétní měření volně přístupných částí. Na druhou stranu diskrétní měření teploty BK umožňovalo v průběhu poměrně krátkého časového úseku, kdy probíhala geodetická měření, četnější záznam po délce kolejnicových pásů přímo v místě měřených bodů, čímž byl zohledněn teplotní spád po délce BK.

- **Matematický aparát.**

- ◊ Na obě fáze měření byl uplatněn matematický aparát, který měl za cíl najít nejlepší shodu naměřených a aproximovaných dat. Vhodnou volbou intervalů hledaných veličin byly pomocí iteračního výpočtu stanoveny hodnoty součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce, podélného smykového odporu koleje a podélného posunutí, při němž je aktivován smykový odpor. Na základě řídicích funkcí síly a posunutí, stanovených z diferenciálních rovnic popisujících chování bezstykové koleje na mostě, bylo programovém prostředí Matlab zpracováno poměrně velké množství dat. Tato metoda se ukázala jako přínosná, protože běžné kancelářské programy s takovými objemy neumí pracovat. Univerzálnost použité metody spočívá v tom, že po sestavení výpočtu, volbě iterační metody a jejím nastavení stačí importovat data o stejném složení a rozměru a déle již automaticky provádět výpočet s každou další sadou měření.

Z naměřených a vypočtených hodnot vyplývá, že BK ve šterkovém loži na mostě vykazuje přibližně $4 \times$ nižší podélný smykový odpor koleje v nezatíženém stavu než se standardně doporučuje při řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení. Dále platí, že stanovená hodnota součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce je srovnatelná a velmi blízká hodnotám vyplývajících z dříve provedených experimentálních měření na ocelových konstrukcích se šterkovým ložem. Doporučuji proto, aby se tyto hodnoty dále porovnávaly s dalšími v budoucnosti provedenými experimenty a mohly být tak přínosné v dané oblasti.

Literatura

- [1] SŽDC S3/2. *Bezстыková kolej – předpis*. Účinnost od 1. září 2013. Praha: SŽDC, s.o., 2013.
- [2] SŽDC S3. *Železniční svršek, Díl XII Železniční svršek na mostních objektech – předpis*. Účinnost od 1. října 2008 ve znění změny č. 4 (účinnost od 1. března 2021). Praha: SŽDC, s.o., 2008. 30 s.
- [3] PLÁŠEK, O.; ZVĚŘINA, P.; SVOBODA R.; LANGER V. *Železniční stavby II. Modul 6. Bezстыková kolej*. Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. Brno. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební, 2006. 34 s.
- [4] FREYSTEIN, H. *Interaktion Gleis/Brücke – Stand der Technik und Beispiele*. Ernst and Sohn, 2010, 79(3), p. 220-231.
- [5] ČSN EN 1991-2 (73 6203). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 152 s.
- [6] ČSN 73 6201. *Projektování mostních objektů*. Praha: Český normalizační institut, 2008. 76 s.
- [7] UIC Code 774-3R. *Track/bridge Interaction: Recommendations for calculations*. 2nd edition. Paris – France: International Union of Railways, 2001. 70 p. ISBN 2-7461-0257-9
- [8] YUN, K-M., BAE, H-U., MOON, J., KIM, J-J., PARK, J-CH., LIM, N-H. Quantification of ballasted track-bridge interaction behavior due to the temperature variation through field measurements. In: *NDT & E International*. [online]. ScienceDirect, 2019, Vol. 103, p. 84-97 [cit.2021-05-08]. ISSN 0963-8695. Dostupné z URL:
<www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0963869518301099>
- [9] FRÝBA, L. *Dynamika železničních mostů*. Praha: Academia, 1992. 328 s. ISBN 80-200-0262-6
- [10] BARTOŇ, P., BRŮŽEK, R. Rekonstrukce železničního uzlu Břeclav, SO 01-19-21 most v km 82,467 In: *Železniční mosty a tunely, sborník příspěvků z 15. konference*. Praha: SUDOP PRAHA a.s. a Správa železniční dopravní cesty, s.o., 2010. s. 122-127.

- [11] PLÁŠEK, O. *Interakce koleje a mostů s velkými dilatačními délkami*. Brno, 2015. Závěrečná zpráva. Protokol č. –1– 340/12521/2015 HS 12257021210002. Centrum AdMaS – Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. 163 s.
- [12] PLÁŠEK, O. Sledování účinků od provozu a železničního svršku na mostní přepážku mostní konstrukce v km 99,297 – Znojemský viadukt. Brno, 2011. Závěrečná zpráva. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. 41 s.
- [13] RYJÁČEK, P. *Zatížení ocelových mostů od termické interakce s bezстыkovou kolejí*. Habilitační práce. Praha. 2013. České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební. Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí. 98 s.
- [14] VENDEL, J. *Spolupůsobení bezстыkové koleje a mostní konstrukce*. Diplomová práce. Brno. 2011. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav železničních konstrukcí a staveb. 66 s.
- [15] ZÍMA, J. *Vyhodnocení provozního měření napětí bezстыkové koleje – analýza vlivu interakce koleje a mostní konstrukce s projíždějícími vozidly*. Diplomová práce. Praha. 2016. České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební. Katedra betonových a zděných konstrukcí. 182 s.
- [16] ESVELD, C. *Modern Railway Track*. 2nd ed. Zaltbommel: MRT-Productions, 2001. 654 p. ISBN 90-800324-3-3
- [17] CIOBANU, C., NOGY, L. Rail thermal force calculations for jointed track. In: *The Journal*. [online]. Permanent Way Institution, 2017, Vol. 135, Part 4 [cit.2021-05-29]. ISSN 2056-7960. Dostupné z URL:
https://www.thepwi.org/technical_hub_journal_technical_articles/pwi_journal_october_2017_vol_135_part_4/pwi_journal_1017_vol135_pt4_-_rail_thermal_force_calculations_for_jointed_track-_article_3

CURRICULUM VITÆ

Jméno: **Ing. Jiří Vendel**

Příjmení: 5. ledna, 1984 v Uherském Hradišti

Email: delvendel@gmail.com

Vzdělání

- 1999 – 2003 Střední průmyslová škola Zlín
2004 – 2009 VUT v Brně, Ústav železničních konstrukcí a staveb
student bakalářského programu
2009 – 2012 VUT v Brně, Ústav železničních konstrukcí a staveb
student magisterského programu
2012 – 2021 VUT v Brně, Ústav železničních konstrukcí a staveb
Ph.D. student oboru Dopravní stavby a konstrukce

Pracovní zkušenosti

- 2012 – 2013 projektant železničních staveb, EXPROJEKT s.r.o.
2013 – 2015 asistent v Ústavu železničních konstrukcí a staveb, VUT v Brně
2015 – nyní vedoucí provozu infrastruktury ST Zlín, Správa železnic, s.o.

Výzkumné projekty

- 2012 – 2014 Vývoj hybridního železničního mostu rezidentního v záplavových územích.
TAČR – Program aplikovaného výzkumu
a experimentálního vývoje ALFA.
Označení TA02030380.
2012 – 2013 Pražce s pružnou ložnou plochou.
TAČR – Program na podporu aplikovaného výzkumu
a experimentálního vývoje ALFA.
Označení TA01031173.
2013 – 2015 Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu.
TAČR – Centra kompetence.
Označení TE01020168.
2013 – 2015 Interakce koleje a mostu s velkými dilatačními délkami.
Úkol technického rozvoje SŽDC.
Označení HS 12257021210001.
2014 – 2015 Sledování bezstykové koleje na mostě.
Projekt specifického výzkumu.
Označení FAST-J-14-2528.

Zahraniční stáž

květen 2013 Výuka v terénu, Žilinská universita v Žilině, Slovensko

Výuka

2012–2015 Dopravní stavby

2013–2014 Železniční stavby I

2013–2015 Železniční stavby II

Publikace

- Články ve sborníku domácích konferencí: 2
- Články ve sborníku zahraničních konferencí: 2
- Články v databázi Scopus: 2

Abstract

Understanding the interaction between a continuous welded rail and bridge structure is knowledge of all influences that participate in mutual coaction. Besides the material and cross-sectional characteristics of the bridge belonging to the scope of bridge design, there are several circumstances derived from external loads which have to be taken into account when designing new systems and assessing existing ones.

From the physical point of view, each material has a natural tendency to change in length when the internal temperature changes. The continuous welded rail, concretely its central fixed zone, does not have this possibility due to its principle. However, if it is located on a bridge that freely expanse, the situation is significantly different. Due to the thermal expansion as well as the effects of railway transport, the bridge contributes significantly to the position and stress of the track.

Usually, the most observed part of the continuous welded rail is the area above the sliding bearings of the bridge, where extremes of displacement and stress occur. Not only longitudinal expansion but also the rotation of the end of the supporting structure are the main sources of stresses at this point. This is because of the vertical load of the railway combined with the effects of traction and braking. If the exact degree of interaction between the bridge structure and the track (known as the longitudinal resistance of the track) were known, the design of a new or assessment of the existing system would have a better informative value, and we would not commit undesirable inaccuracies resulting from general normative provisions.

It has been tested by many years of experience that from an operational and economic point of view, it is undoubtedly advantageous and desirable to establish a continuous welded rail wherever circumstances allow. So the goal of the research efforts is to approach more faithfully the real length limits of the bridge structure, in which it will be possible to continuous welded rail operate safely, if possible without expansion devices.

This work is to contribute to this goal with its conclusions from experimental research focused on the degree of interaction of steel bridge structure and continuous welded rail in the ballast bed under temperature changes.