VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV ŽELEZNIČNÍCH KONSTRUKCÍ A STAVEB
INSTITUTE OF RAILWAY STRUCTURES AND CONSTRUCTIONS

INTERAKCE MOSTNÍ KONSTRUKCE A BEZSTYKOVÉ KOLEJE
INTERACTION BETWEEN BRIDGE STRUCTURE AND CONTINUOUS WELDED RAIL

DISERTAČNÍ PRÁCE
DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE — Ing. Jiří Vendel
AUTHOR

VEDOUCÍ PRÁCE — doc. Ing. OTTO PLÁŠEK, Ph.D.
SUPERVISOR

BRNO 2021

ABSTRAKT

Klíčem k pochopení spolupůsobení bezstykové koleje a mostních konstrukcí je znalost všech vlivů, které se na vzájemné součinnosti podílejí. Kromě materiálových a průřezových charakteristik mostu spadajících do oblasti mostního projektování, je tu celá řada okolností vyvozená vnějšími zatíženími, které je potřeba při návrhu nových a posouzení stávajících systémů vzít v úvahu.

Každý materiál při změně vnitřní teploty má z fyzikálního hlediska přirozený sklon k délkovým změnám. Bezstyková kolej, konkrétně její střední část, však vzhledem ke své podstatě, tuto možnost nemá. Je-li však umístěna na mostě, který dilatuje volně, situace se podstatně liší. Vlivem teplotní roztažnosti, ale i účinky železniční dopravy, se most značnou měrou podílí na polohovém a napěťovém stavu koleje.

Zpravidla nejsledovanější místo koleje, kde dochází k extrémům posunutí a napětí, je oblast nad kluznými ložisky mostu. Nejen podélná dilatace, ale i pootočení konce nosné konstrukce vlivem svislého zatížení železniční dopravou v kombinaci s účinky rozjezdu a brzdění, jsou hlavními zdroji napětí v tomto místě. Pokud by byla známá přesná míra spolupůsobení mostní konstrukce a koleje, označovaná jako podélný odpor koleje, měl by návrh nového nebo posouzení stávajícího systému lepší vypovídající hodnotu a nedopouštěli bychom se nežádoucích nepřesností plynoucích z obecných normativních ustanovení.

Je prověřeno dlouholetými zkušenostmi, že z hlediska provozního i ekonomického je bezpochyby výhodné a žádoucí zřizovat bezstykovou kolej všude, kde to okolnosti dovolují. Proto i cílem výzkumných snah je přiblížit se věrněji ke skutečným limitům délky mostní konstrukce, při kterých bude možné bezstykovou kolej na mostě bezpečně provozovat, pokud možno bez dilatačních zařízení.

Tato práce má přispět k tomuto cíli svými závěry z experimentálního výzkumu zaměřeného na míru spolupůsobení ocelové mostní konstrukce a bezstykové koleje ve štěrkovém loži při zatížení teplotními změnami.

KLÍČOVÁ SLOVA

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

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.

KEYWORDS

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

Vysázeno pomocí balíčku `thesis` verze 4.03; `http://latex.feec.vutbr.cz`

VENDEL, Jiří. *Interakce mostní konstrukce a bezstykové koleje*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav železničních konstrukcí a staveb, 2021, 120 s. Disertační práce. Vedoucí práce: doc. Ing. Otto Plášek, PhD.

Prohlášení autora o původnosti díla

Jméno a příjmení autora:	Ing. Jiří Vendel
VUT ID autora:	81582
Typ práce:	Disertační práce
Akademický rok:	2020/21
Téma závěrečné práce:	Interakce mostní konstrukce a bezstykové koleje

Prohlašuji, že svou závěrečnou práci jsem vypracoval samostatně pod vedením vedoucí/ho závěrečné práce a s použitím odborné literatury a dalších informačních zdrojů, které jsou všechny citovány v práci a uvedeny v seznamu literatury na konci práce.

Jako autor uvedené závěrečné práce dále prohlašuji, že v souvislosti s vytvořením této závěrečné práce jsem neporušil autorská práva třetích osob, zejména jsem nezasáhl nedovoleným způsobem do cizích autorských práv osobnostních a/nebo majetkových a jsem si plně vědom následků porušení ustanovení § 11 a následujících autorského zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon), ve znění pozdějších předpisů, včetně možných trestněprávních důsledků vyplývajících z ustanovení části druhé, hlavy VI. díl 4 Trestního zákoníku č. 40/2009 Sb.

Brno ....

podpis autora*

*Autor podepisuje pouze v tištěné verzi.

PODĚKOVÁNÍ

Od prvních střípků činnosti na této práci již uběhlo mnoho let a v průběhu tohoto období jsem potkal celou řadu dobrých lidí připravených k pomoci, kteří se zapsali do konečné podoby díla, jež právě držíte v rukou. Někdo v tomto do poslední chvíle napínavém příběhu sehrál menší, jiný zase zcela zásadní roli, ale není nikoho, koho bych chtěl opomenout. Proto si dovolím ponechat tato jména skryta lidským očím, a ti, co při čtení těchto řádek vzpomenou na svůj díl pomoci, nechť vědí, že jim patři mé velké srdečné: „Děkuji!“.

Přesto si dovolím udělat tři výjimky, abych vzdal poctu lidem, bez kterých by tato práce nikdy nevznikla.

Považuji za velké obdarování, že mě ve všech stupních vysokoškolského studia provázel doc. Ing. **Otto Plášek**, PhD. Díky jeho pozoruhodným lidským a profesním vlastnostem vděčím za mnohé, zvláště za trpělivé vedení, umění motivace v beznadějných situacích a důvěru v mé schopnosti k dokončení i této práce, na které má svůj velký podíl a jemu ať patří mé věnování.

Zvláštní poděkování manželce **Veronice** za velkou obětavost a zajištění příhodného domácího prostředí především v závěrečné fázi dokončování disertační práce, kdy s nebývalým nasazením převzala veškerou péči o naše malé potomky.

Poděkování za speciální technickou podporu nejen při řešení matematických úloh patří Ing. **Václavu Machovi**, PhD., který s obdivuhodnou mírou nezištné pomoci prokázal službu, která mně napomohla překonat nástrahy počítačových programů a zdárně pokračovat v práci, ale také za odhalení vzoru pomoci hodného následování.

Obsah

Seznam zkratek **19**

Seznam symbolů **21**

Úvod **25**

1 SOUČASNÝ STAV POZNÁNÍ **27**

1.1 Bezstyková kolej 29
1.2 Požadavky na bezstykovou kolej 33
1.3 Způsoby uložení bezstykové koleje 36
1.3.1 Na tělese železničního spodku 36
1.3.2 Na mostních konstrukcích 37
1.4 Závislosti odezvy spolupůsobícího systému 44
1.4.1 Atmosférické vlivy 44
1.4.2 Způsob zřizování bezstykové koleje 46
1.4.3 Provozní a konstrukční vlivy 47
1.4.4 Zatížení železniční dopravou 54
1.5 Základní předpoklady při sestavování teoretického modelu bezstykové koleje a mostu 57
1.5.1 Diferenciální rovnice a jejich řešení 58
1.5.2 Posuzované veličiny podle prof. Frýby 59
1.6 Kombinovaná odezva konstrukce a koleje na proměnná zatížení 60
1.6.1 Modelování a výpočet 61
1.6.2 Návrhová kritéria dle ČSN EN 1991-2 61

2 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE **65**

3 EXPERIMENTÁLNÍ ČÁST **67**

3.1 Popis sledovaného systému MOST V KM 82,467 V ŽST. BŘECLAV 67
3.2 Parametry mostu a bezstykové koleje 69
3.3 Zdůvodnění výběru sledovaného systému 71
3.4 Základní informace o provedených metodách monitoringu 71
3.4.1 FÁZE I: Geodetická měření polohy mostní konstrukce a bezstykové koleje 72
3.4.2 FÁZE II: Tenzometrická měření napjatostního stavu bezstykové koleje 76

4 ROZBOR NAMĚŘENÝCH DAT **81**

5 VYHODNOCENÍ NAMĚŘENÝCH DAT **83**

5.1 Stanovení ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce 83

5.2 Stanovení podélného odporu koleje na mostě 87

5.2.1 Parametrická studie počáteční hodnoty posunutí 91

5.3 Vyhodnocení tenzometrických měření 92

5.3.1 Filtrace naměřených dat 92

5.3.2 Podélný odpor BK na mostě podle tenzometrických měření . . 96

Závěr **101**

Literatura **105**

Seznam příloh **111**

A Největší přípustné dilatující délky L_{T} nosných konstrukcí mostů pro zřízení BK **113**

B Graf průběhu relativních teplot levého KP a NK1 vzhledem k počátku měření **115**

C Výpis kódu prostředí Matlab **117**

Seznam obrázků

1.1 Přechodová oblast.[7] 27
1.2 Dvojkolí v koleji.[3] 29
1.3 Typický průběh osových sil a posunů v dýchajícím konci.[10] 30
1.4 Osové síly v dýchajícím konci při změnách teploty. 31
1.5 Obálka osových sil v dýchajícím konci po mnoha cyklech teplotních změn. 31
1.6 Značení kolejnic v pořadí: logo výrobce, čárová válcovaná značka, rok výroby, tvar kolejnice. 33
1.7 Porovnání perlitických ocelí a jejich poškození ve vztahu k tvrdosti.[15] 34
1.8 Uvažované rozložení napětí pod úložnou plochou pražce. 36
1.9 Skutečné rozdělení napětí na pražci a pod úložnou plochou pražce.[22] 36
1.10 Obecné schéma napětí v BK při změně teploty na prostém nosníku.[23] 37
1.11 Příklad závislosti podélného odporu na podélné síle a posunutí. . . . 39
1.12 (a) Plošné uložení mostnic, (b) Centrické uložení ocelové mostnice, (c) Centrické uložení dřevěné mostnice v převýšení s dutou klínovou vložkou. 41
1.13 Tvar lišty centrického uložení, vodícího háku a zarážky. 41
1.14 Historický systém přímého upevnění koleje na ocelové mostovce. . . . 42
1.15 Příklad současného způsobu přímého upevnění koleje (DFF 300). . . 43
1.16 PJD na mostní konstrukci s dilatační délkou do 25 metrů. 44
1.17 PJD na mostní konstrukci s dilatační délkou nad 25 metrů. 44
1.18 Ukázka mapy maximálních teplot vzduchu ve stínu v ČR.[20] 45
1.19 Hydraulický napínák kolejnic. 47
1.20 Statické schéma před a po úpravě pro snížení účinků od teplotní změny NK rozdělením dilatující délky L_{T}.[9] 48
1.21 Statické schéma před a po úpravě pro snížení účinků brzdných sil (1) před úpravou, (2) po úpravě s přechodovými poli, (3) se systémem řídící tyče.[9] 49
1.22 Příklad stanovení ekvivalentní podélné tuhosti ložisek.[18] 50
1.23 Příklad tuhosti podpory v závislosti na reakci v podpoře.[39] 51
1.24 Úprava styků na konci konstrukce u ložisek podle [6]. 52
1.25 Schéma ojetí hlavy kolejnice. 53
1.26 Natočení konce nosné konstrukce vlivem zatížení železniční dopravou.[26] 54
1.27 Svěrky s částečně sníženou svěrnou silou na Znojemském viaduktu. . 55
1.28 Podélné posunutí koleje a mostu při použití svěrek se sníženou svěrnou silou. 56
1.29 Svěrky s výrazně sníženou svěrnou silou. 57

1.30 Prostý nosník s pevným ložiskem na jedné straně mostu. 57
1.31 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). 60
1.32 Příklad modelu pro výpočet kombinované odezvy koleje a mostu. . . 61
3.1 Podélný řez mostem v km 82,467 v žst. Břeclav přes řeku Dyji. 67
3.2 Příčný řez nosnou konstrukcí mostu (NK1 vlevo) 68
3.3 Schéma kolejiště v okolí mostu v km 82,467 v žst. Břeclav. 70
3.4 Pohled na kolejiště na mostě ve směru Hrušovany n. J. (kolej 7A vpravo). 70
3.5 Největší přípustné dilatační délky L_{T} nosných konstrukcí mostů pro zřízení BK 71
3.6 Uspořádání geodeticky měřených bodů na mostě. 73
3.7 Poloha totálních stanic na stabilizovaných bodech. 74
3.8 Konstrukce speciálního měřícího vozíku včetně technického vybavení. 75
3.9 Měření teploty BK. 76
3.10 Infračervený tepoměr IR 1200-50D 76
3.11 Půdorys a řez se schématem instalované měřící sestavy. 77
3.12 Měřený bod č. 4 se zapojením tenzometrů v polomostu a snímačem teploty před aplikací ochranného tmelu. 78
3.13 Měřící ústředna EMS DV 803 v kovové skříni a její blokové schéma. . 79
3.14 Umístění snímačů teploty na NK1. 80
4.1 Vývoj rozdílů teploty BK od výchozího stavu v celém sledovaném období. 82
5.1 Ukázka posunutí NK1 v jednotlivých etapách vzhledem k etapě E0. . 83
5.2 Reziduální součty řídících funkcí s proměnnou $\alpha_{\mathrm{m}}^{\mathrm{i}}$ na prohledávaném parametrickém prostoru. 84
5.3 Rozdíl posunutí mostní konstrukce v etapě E4 vůči etapě E0. 85
5.4 Výsledná hodnota α_{m} jako minimum řídících funkcí. 86
5.5 Ukázka posunutí LP a PP v jednotlivých etapách vzhledem k etapě E0. 87
5.6 Reziduální součty řídících funkcí s proměnnou $k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}$ na prohledávaném parametrickém prostoru. 89
5.7 Reziduální součty řídících funkcí s proměnnou $k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}$ v jednotlivých etapách. 89
5.8 Relativní posunutí kolejnicových pásů v etapě E4 a E7. 90
5.9 Výsledná hodnota k_{ip} z Fáze I jako minimum řídících funkcí. 91

5.10 Výsledná hodnota u_0 jako minimum řídících funkcí. 92
5.11 Vybraný časový úsek vyrovnaných a nevyrovnaných zaznamenaných hodnot síly pro snímaný polomost č. 13. 93
5.12 Ukázka průběhu naměřených hodnot z vadných tenzometrů. 94
5.13 Rozdíl teplot vnější a vnitřní stojiny hlavních nosníků. 95
5.14 Rozdíl teplot vnitřní stojiny hlavního nosníku a mostovkového plechu. 96
5.15 Rozdíl teplot vnější stojiny hlavního nosníku a mostovkového plechu. 96
5.16 Průběh relativních silových účinků v levém kolejnicovém pásu. 97
5.17 Reziduální součty řídících funkcí s proměnnou $k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}$ přes všechny sady záznamů. 98
5.18 Výsledná hodnota $k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}$ z Fáze II jako minimum řídících funkcí. 99
5.19 Graf závislosti změny teploty kolejnicového pásu a střední kvadratické chyby. 100

Seznam tabulek

1.1 Značení některých konvenčních kolejnicových ocelí 34
3.1 Základní parametry mostní konstrukce a spodní stavby 69
3.2 Poloha jednotlivých bodů ve vztahu k počátku *nosná konstrukce* (NK)1 na straně pevných ložisek 73
3.3 Přístrojové chyby totálních stanic udávané výrobcem. 74
3.4 Poloha tenzometrů ve vztahu k počátku NK1 na straně pevných ložisek 77
4.1 Přehled jednotlivých etap geodetických měření a teplotních podmínek ve Fázi I. 81
4.2 Přehled jednotlivých etap tenzometrických měření a teplotních podmínek ve Fázi II. 82
5.1 Přehled dílčích hodnot součinitele $\alpha_{\mathrm{m}}^{\mathrm{i}}$ po aproximaci v jednotlivých etapách. 86
5.2 Přehled dílčích hodnot podélného smykového odporu $k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}$ po aproximaci v jednotlivých etapách. 90
5.3 Maximální rozdíly teplot jednotlivých prvků mostní konstrukce. . . . 95

Seznam zkratek

BK	bezstyková kolej
ERRI	European Rail Research Institute
GPK	geometrické parametry koleje
GPS	globální polohový systém
HN	hlavní nosník
KDZ	kolejnicové dilatační zařízení
KL	kolejové lože
KMDZ	kolejnicové malé dilatační zařízení
KP	kolejnicový pás
KVDZ	kolejnicové velké dilatační zařízení
KVVDZ	kolejnicové velmi velké dilatační zařízení
LP	levý kolejnicový pás
MNČ	metoda nejmenších čtverců
NK	nosná konstrukce
PJD	pevná jízdní dráha
PP	pravý kolejnicový pás
SLS	Serviceability limit state
SŽDC	Správa železniční dopravní cesty
ÚAM Brno	Ústav aplikované mechaniky Brno, s.r.o.
VMP	volný mostní průřez
VUT	Vysoké učení technické v Brně
ŽB	železobeton

Seznam symbolů

α	součinitel teplotní roztažnosti kolejnic [K^{-1}]
α_{m}	součinitel teplotní roztažnosti pro mostní konstrukci [K^{-1}]
$\alpha_{\mathrm{m}}^{\mathrm{i}}$	dílčí součinitel teplotní roztažnosti pro mostní konstrukci [K^{-1}]
A	plocha průřezu kolejnice [m^2]
δ_{a}	relativní posunutí mezi horní a dolní částí ložisek [mm]
δ_{B}	deformace při rozjezdu a brydění [mm]
δ_{h}	posunutí základu [mm]
δ_{H}	podélné posunutí horního povrchu NK v koncovém průřezu od deformace NK [mm]
δ_{p}	ohyb pilíře [mm]
δ_{φ}	pootočení základu [mm]
δ_{V}	svislé posunutí horního povrchu NK od proměnných zatížení [mm]
Δt	změna teploty kolejnice vůči výchozí teplotě [K]
ΔT	změna teploty mostu vůči výchozí teplotě [K]
ΔT_{m}	teplotní rozdíl mezi aktuální teplotou mostu a teplotou mostu, při níž byla zřízena BK [K]
$\Delta T_{\mathrm{N,con}}$	charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení konstrukce [°C]
$\Delta T_{\mathrm{N,exp}}$	charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení konstrukce [°C]
E	modul pružnosti kolejnicové oceli [$\mathrm{N.m}^{-2}$]
ϵ	poměrné přetvoření [$\mu\mathrm{m.m}^{-1}$]
e_{i}	velikost chyby (reziduum) [–]
F_{l}	podélná síla [N]
K	celková tuhost mostního pilíře [$\mathrm{N.m}^{-1}$]

K_{x}	ekvivalentní tuhost spodní stavby [N.m^{-1}]
k_{ip}	hodnota podélného smykového odporu koleje [N.m^{-1}]
$k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}$	dílčí hodnota podélného smykového odporu koleje [N.m^{-1}]
k_{i}	součinitel vodorovného podélného uložení kolejnic [N.m^{-2}]
k_{m}	konstanta vyjadřující lineární závislost mezi posunutím koleje a podélným odporem na mostě [m]
λ_{i}^2	exponenciální člen diferenciálních rovnic [m^{-2}]
l_{k}	délka dýchajícího konce BKc[m]
l_{m}	dilatační délka mostu [m]
L_{T}	dilatující délka konstrukce [m]
m	polovina délky klouzavého průměru [–]
n	počet záznamů z jednoho měřeného místa [–]
N_{x}	normálová síla [N]
σ_{x}	napětí po délce dýchajícího konce [N.m^{-2}]
R	osová síla v koncovém průřezu BK představující třecí odpor kolejnicových spojek a při vyčerpání dilatační spáry kontaktní sílu [N]
q_{x}	podélné zatížení koleje [N.m^{-1}]
S_{e}^2	střední kvadratická chyba [-]
T_0	teplota mostu, při níž byla zřízena BK [K]
$T_{\mathrm{e,max}}$	maximální rovnoměrná složka teploty [°C]
$T_{\mathrm{e,min}}$	minimální rovnoměrná složka teploty [°C]
T_{max}	charakteristická hodnota maximální teploty [°C]
T_{min}	charakteristická hodnota minimální teploty [°C]
r_{x}	podélný odpor koleje [N.m^{-1}]
u	podélné posunutí koleje [m]

u_0	hodnota posunutí, při níž je dosažen podélný smykový odpor koleje [m]
u_m	podélné posunutí mostu [m]
Y_i	naměřené hodnoty experimentu [–]
$\hat{Y}_\mathrm{i}$	vypočtené hodnoty aproximace [–]

Úvod

HISTORIE A SOUČASNOST

V době, kdy byla na železniční tratě zaváděna širokopatní kolejnice, ještě nebyly známy základní principy bezstykové koleje (BK). Pro stykovanou kolej se u nás začaly používat kolejnice v délce 6,638 m, s postupným vývojem výrobních možností a mechanizace dosahovaly tyto délky 15 m až po dnešní standard 25 m, v případě dlouhých kolejnicových pásů až 120 m. S ohledem na náročnost údržby a snahu o snížení nákladů na provoz stykované koleje se začala ve světě rozvíjet myšlenka koleje svařené z delších kolejnicových pásů. První teoretické podklady pro bezstykovou kolej vznikaly ve 30. letech 20. století a k širšímu uplatnění na tratích ČSD došlo v 50. letech, kdy byl zřízen i první úsek v Československu a postupně došlo k masivnímu rozvoji.

V současné době již máme poznatky k tomu, abychom dokázali zřídit „neomezeně“ dlouhou BK, ale i tak se vyskytují jistá omezení, která tomu brání. Jedná se především o velmi malé poloměry směrových oblouků a stávající mostní konstrukce, jejichž dilatační délka a konstrukční uspořádání by ohrozily stabilitu bezstykové koleje. V takových případech je nutno zřídit na jednom či obou koncích mostu kolejnicové styky, u delších konstrukcí dilatační zařízení, nebo komplexně posoudit odezvu celého systému na přídavná namáhání.

Při návrhu nových mostních konstrukcí s bezstykovou kolejí je velmi vhodné vyhnout se řešení s dilatačními zařízeními (resp. kolejnicovými styky) v koleji hned z několika důvodů. Jde především o přínos v oblasti komfortu cestujících při vyloučení přejezdu těchto problematických míst, výrazné omezení dynamických účinků v přechodových oblastech a snížení nákladů na údržbu. Zejména při výměně železničního svršku na stávajících mostních konstrukcích a v přilehlých úsecích je rovněž potřeba vzít v úvahu finanční přínos zřízení bezstykové koleje oproti variantě s dilatačními zařízeními, jejichž pořizovací náklady několikanásobně převyšují náklady na řešení s nepřerušenou pojízdnou hranou kolejnicových pásů. Na druhou stranu vyloučení dilatačních zařízení v oblasti mostů s sebou přináší zvýšené namáhání v rámci kombinované odezvy koleje a mostu, s kterým je třeba se při návrhu vypořádat. Z pohledu projektanta se však současná normová ustanovení mohou jevit jako nedostatečná, zejména s ohledem na proměnnost soustav železničního svršku a mostních konstrukcí a dochází k tomu, že při výpočtech jsou brány v úvahu jistá kompromisní opatření. Z hlediska provozuschopnosti samotné bezstykové koleje se považuje za nejdůležitější její prostorová stabilita. Její použití na mostech má tedy svá úskalí, proto je zapotřebí brát v úvahu zejména rozpětí mostních konstrukcí a zatížení, která působí na celý systém.

Za směrodatná kritéria návrhu BK by se tedy dala označit bezpečnost proti vybočení, lom kolejnice, plastické deformace a lomy jednotlivých součástí železničního svršku. Vybočení koleje nastává důsledkem nadměrných vnitřních sil působících uvnitř koleje. Proto musí být BK zřízena v dovoleném rozpětí upínacích teplot, které jsou nastaveny tak, aby i v letních dnech s extrémními teplotami v kombinaci s ostatními zatíženími byla zaručena dostatečná bezpečnost proti vybočení.

Kvůli dovoleným upínacím teplotám spolu úzce souvisí problém lomu a vybočení. Lom je extrémním důsledkem překročení mezních napětí v kolejnicích a vybočení mezním stavem ztráty stability tvaru. Zřízení BK na horní hranici upínacích teplot s vyšší výchozí teplotou mostní konstrukce vyvolá vyšší tahová napětí v koleji v nejchladnějších dnech zimního období, čímž se zvyšuje pravděpodobnost vzniku lomu kolejnice. Navíc lomová odolnost kolejnicové oceli je nejnižší právě v případě velmi nízkých teplot a vysokých tahových napětí. Pro nalezení rovnováhy mezi těmito dvěma možnými poruchami je možné projektantem vhodně určit teplotu kolejnic i mostní konstrukce, za které by měla být bezstyková kolej zřízena. V pohledu na celý funkční systém je v neposlední řadě také na straně návrhu mostní konstrukce vhodné provést celou řadu úvah týkajících se celé spodní stavby. Od tuhosti spodní stavby, přes uspořádání podpěr a mostních ložisek až po materiál, tvar a délku nosných konstrukcí.[1]

Tato práce řeší zejména první část problému, kterou je BK a její úloha ve spolupůsobícím systému s mostem. Zabývá se především mírou její závislosti na pohybech mostní konstrukce a jevy, které nastanou při změně stavu celého systému. Samotným návrhem mostní konstrukce a jejími charakteristikami se zabývá pouze okrajově, ale detailně se snaží popsat její chování, zejména při změně teplotních podmínek.

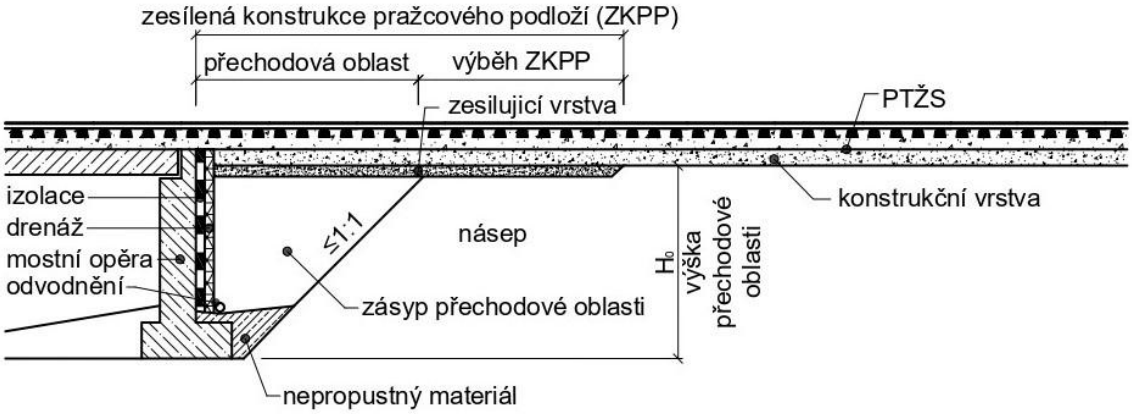
1 SOUČASNÝ STAV POZNÁNÍ

Železniční infrastruktura se historicky rozvíjela především za účelem zvýšení mobility zboží a osob. V současné době tomu není jinak a význam mobility se stal klíčovým pro celý Evropský kontinent. Technický rozvoj jednotlivých prvků infrastruktury a mezinárodní spolupráce na poli standardizace národních železničních systémů mají zajistit snadnou přepravu napříč Evropou. Přesto se vyskytuje celá řada oblastí, ve kterých není dosaženo takového stavu vědeckého poznání, aby bylo možno docílit jednotného přístupu při řešení konkrétních úloh. Jednou z nich je také snaha o pochopení chování BK na mostech a jeho standardizaci při posuzování stávajících a návrhu nových konstrukcí.

Pod pojmem železniční infrastruktura se rozumí soubor všech staveb železničního svršku a spodku a souvisejících zařízení, vybavení a služeb umožňujících bezpečné a plynulé provozování železniční dopravy. V následujících kapitolách bude pozornost zaměřena především na oblast týkající se mostních konstrukcí a bezstykové koleje a na jejich jednotlivé prvky včetně výpočetních postupů a hodnot, které se ve výpočtech uplatňují.

ŽELEZNIČNÍ SPODEK

Těleso železničního spodku, jeho tvary a rozměry, požadovaná únosnost vyjádřená deformační odolností a stabilita tvoří základ pro trvalé geometrické parametry koleje a rozhodující měrou přispívá k zajištění bezpečnosti a plynulosti železničního provozu.[7] Mosty nahrazující těleso železničního spodku se řadí mezi stavby železničního spodku. Při přechodu tělesa železničního spodku v trati na mostní konstrukce dochází ke změně svislé tuhosti pražcového podloží, čímž se zvyšují dynamické účinky na tyto oblasti.



Obr. 1.1: Přechodová oblast.[7]

V případě, že se neprovedou další účinná opatření pro zamezení tohoto jevu, je pravděpodobné, že se vlivem provozu dříve či později projeví sedání pražcového podloží a deformace *geometrických parametrů koleje* (GPK) za rubem opěry, jak je často vidět u starších konstrukcí, a z toho plynoucí zvýšené namáhání kolejnic vlivem přírůstku napětí. Opatření proti výše popsaným jevům se provádí za rubem opěr v *přechodové oblasti*, která svým konstrukčním uspořádáním musí:

(a) zvýšit únosnost pražcového podloží,
(b) zmenšit sedání,
(c) splnit podmínky plynulého nárůstu modulu přetvárnosti na pláni tělesa železničního spodku,
(d) zajistit odvodnění přechodové oblasti a rubu opěry.

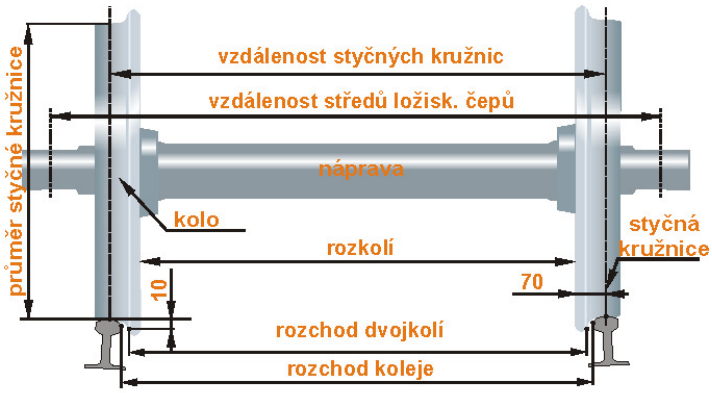
Konstrukční uspořádání přechodové oblasti musí být navrženo podle toho, zda je prováděna při novostavbě nebo při rekonstrukcích (opravách) na stávajících tratích.[7]

ŽELEZNIČNÍ SVRŠEK

Převážná většina tratí v železniční síti České republiky byla vybudována jako konvenční za použití kolejnic, pražců a kameniva. Kolejnice jsou připevněny k pražcům ze dřeva, oceli nebo předpjatého betonu pomocí upevňovadel, čímž tvoří kolejový rošt a ten je zpravidla usazen do štěrkového lože. V národní železniční síti je provedeno jen několik málo aplikací odlišné konstrukce. Jedná se o *pevnou jízdní dráhu* (PJD). Teprve v roce 2005 byl zřízen první úsek trati mezi Třebovicemi v Čechách a Rudolticemi v Čechách, kde byl použit německý systém RHEDA 2000, který je tvořen monolitickou železobetonovou deskou se zalitými spřaženými dvoublokovými pražci. V roce 2013 byl zprovozněn další úsek ve Střelenském tunelu, tentokrát typu ÖBB-PORR, což je prefabrikovaný deskový systém uložený na vyrovnávací monolitickou železobetonovou desku. Nejnovější a nejdelší úsek se nachází v Ejpovickém tunelu z roku 2018, kde byl zvolen rovněž systém ÖBB-PORR. Na rozdíl od tramvajových tratí, tratě železniční v naší síti na masivnější rozvoj se systémem PJD prozatím čekají.

Nové nebo rekonstruované mostní objekty se obvykle navrhují tak, aby vyhověly standardu se štěrkovým ložem, pokud tomu nebrání jiné okolnosti. Dochází tak k zajištění stejnorodosti celé železniční sítě, která značně přispívá ke zjednodušení a urychlení opravných a údržbových prací na železničním svršku. Avšak na mnoha starších mostních konstrukcích byly pro své nesporné výhody použity systémy upevnění kolejnic bez štěrkového lože, které způsobují potíže při údržbě a opravách, zejména pak při požadavku na úpravu GPK.

Standardní rozchod používaný v naší železniční síti je tzv. normální rozchod s hodnotou 1435 mm, v imperiálních jednotkách to je 4 stopy a 8,5 palce. Vzhledem k tomu, že hlavy běžně používaných kolejnic jsou 70 – 75 mm široké, jsou osy kolejnic od sebe vzdáleny přibližně 1500 mm a tato hodnota je obvykle uvažována i v konstrukčních výpočtech mostů.[2]



Obr. 1.2: Dvojkolí v koleji.[3]

1.1 Bezstyková kolej

Princip *bezstykové koleje* (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 °C do +23 °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:

$$N_{\mathrm{x}} = -EA\alpha\Delta T \tag{1.1}$$

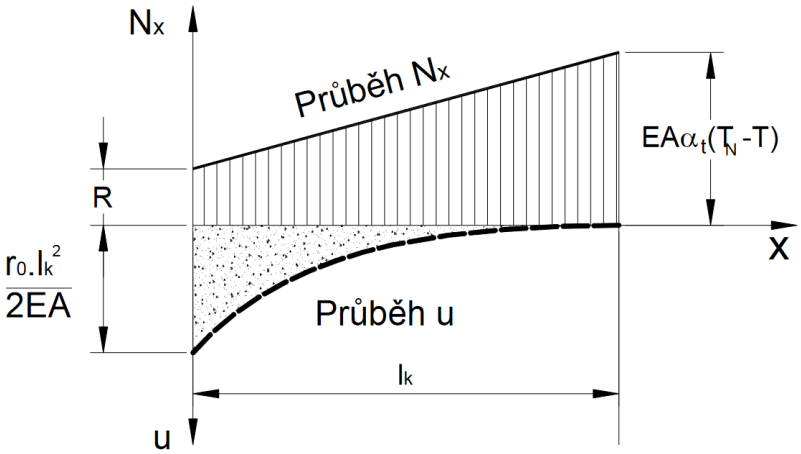
kde:

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].[11]

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

- podélného napětí o hodnotu **2,5 MPa**,
- podélné osové 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.[4]



Obr. 1.3: Typický průběh osových sil a posunů v dýchajícím konci.[10]

Výsledné vztahy pro posunutí a napětí v dýchajícím konci dle obrázku 1.3:

$$u = \frac{r_\mathrm{x}}{2EA}(x - l_\mathrm{k})^2 \tag{1.2}$$

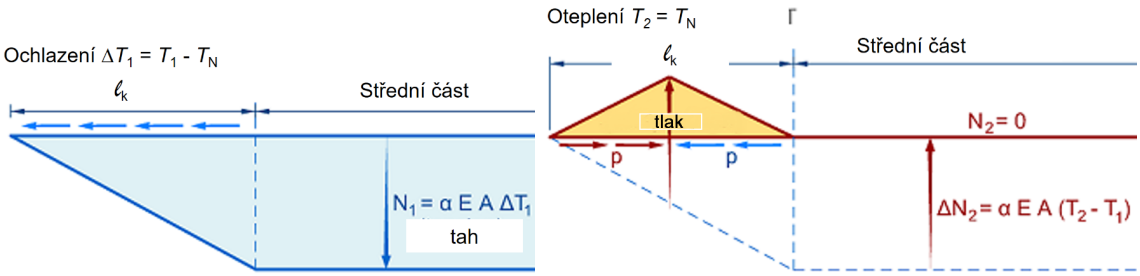
$$\sigma_\mathrm{x} = \frac{r_\mathrm{x}x + R}{A} \tag{1.3}$$

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}],

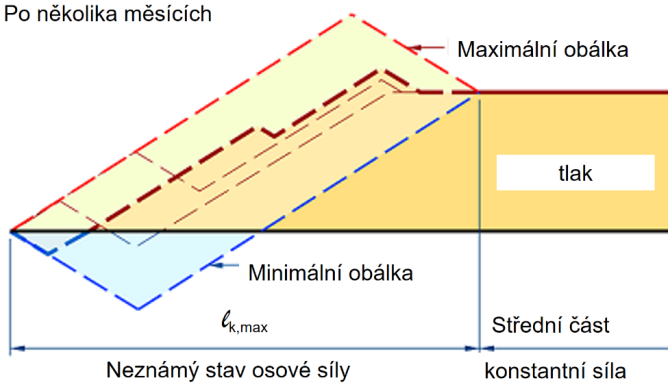
x vzdálenost od začátku dýchajícího konce [m],
l_k délka dýchajícího konce [m],
R osová síla v koncovém průřezu BK představující třecí odpor kolejnicových spojek a při vyčerpání dilatační spáry kontaktní sílu [N].

Při ochlazení se na koncích bezstykové koleje aktivuje podélný odpor, rozvine se dýchající konec a střední část BK. Po opětovném oteplení na neutrální teplotu je střední část bez osových sil. Dýchající konec má tendenci se prodlužovat, ale brání mu v tom podélný odpor. Proto v dýchajícím konci vzniknou tlaky (viz obrázek 1.4).



Obr. 1.4: Osové síly v dýchajícím konci při změnách teploty.

Po několika denních cyklech oteplování a ochlazování je průběh sil v dýchajícím konci nejistý a ze stejného důvodu se nedá určit aktuální délka dýchajícího konce. Osové síly mohou být tahové i tlakové. Osové síly v dýchajícím konci mohou být dokonce vyšší než ve střední části BK.



Obr. 1.5: Obálka osových sil v dýchajícím konci po mnoha cyklech teplotních změn.

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 1.5).[44]

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:

$$N_{\mathrm{x}} = EA(\frac{\mathrm{d}u}{\mathrm{d}x} - \alpha\Delta T) \tag{1.4}$$

kde:

$\frac{\mathrm{d}u}{\mathrm{d}x}$ 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:

$$EA\frac{\mathrm{d}^2u}{\mathrm{d}x^2} = r_{\mathrm{x}} - q_{\mathrm{x}} \tag{1.5}$$

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. Proto je velmi důležité zjistit velikosti sil, které v bezstykové koleji vznikají, a jejich rozdělení po délce koleje, ať už měřením nebo výpočtem. 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 bezstykové koleje. Tato teplota se však vlivem údržby, odstraňování závad, špatného stavu upevnění a následným putováním kolejnic, po dobu životnosti bezstykové koleje mění.

Velmi důležitá je také distribuce podélných osových sil vzhledem k různým podmínkám, v nichž se bezstyková kolej nachází – výhybkové konstrukce, mostní konstrukce, tunely, dilatační zařízení, různé sluneční osvícení či zastínění. Značný vliv na rozložení sil má také stav štěrkového lože a závady na železničním spodku. Dalšími výraznými vlivy jsou provozní účinky, brzdění a rozjíždění vlakových souprav. Znalost a pochopení těchto vlivů umožňuje nalezení nebezpečných míst na trati a účinnou prevenci.[10]

1.2 Požadavky na bezstykovou kolej

Obecné platí, že BK lze zřídit, pokud konstrukce železničního svršku v dostatečné míře zaručuje potřebnou rámovou tuhost a stabilitu koleje. Vzhledem k silovým účinkům působících na BK je nutné volit takové materiály a technologie zřizování a udržování, které jsou schopny dosáhnout předepsaného standardu pro dlouhodobý a bezpečný provoz. Dále je uvedený stručný výčet sledovaných materiálových parametrů a technologií.

Kolejnice

Při pohledu na rovnici (1.5) je zřejmé, že rozhodujícím parametrem při stanovení velikosti podélných osových sil vznikajících v BK je *průřezová plocha kolejnic*. V současné době je pro aplikace v evropské železniční síti stanoveno 23 profilů Vignolových železničních kolejnic o hmotnosti 46 kg/m a vyšší. V české prostředí se vyskytuje celá řada starších typů. Za zmínku stojí UIC 60 (60 E1) a tvar T. Vzhledem k současným výrobním programům a možnostem objednávek jsou u nás nyní využitelné pouze 3 typy: 60 E2, 49 E1 a R 65. Kolejnicový materiál se dělí do jednotlivých tříd, které stanovují požadavky na chemické složení, pevnost v tahu, tažnost, tvrdost a další. U nás běžně používaným materiálem je ocel třídy R260 (dříve 900 A nebo 95 ČSD-Vk).

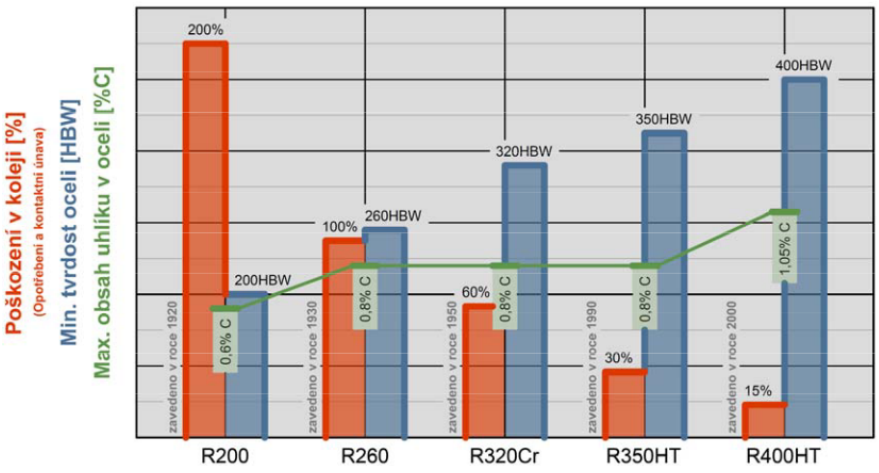
Obr. 1.6: Značení kolejnic v pořadí: logo výrobce, čárová válcovaná značka, rok výroby, tvar kolejnice.

Tam, kde jsou kolejnice vystaveny zvýšenému opotřebení se používají kolejnice vyšších tříd, ať už jde o legované jiným kovem nebo tepelně upravené. Samotné označení třídy oceli je na kolejnicích vedle ostatních údajů vyznačeno pomocí čárových válcovaných značek (viz obrázek 1.6).

Označení oceli	**Norma**	**Pevnost** [MPa]	**Tvrdost** [HBW]
700	UIC 860	680-830	-
900A	UIC 860	880-1030	-
1100	UIC 860	min. 1080	-
R 220	EN 13674-1	min. 770	220-260
R 260	EN 13674-1	min. 880	260-300
R 320Cr	EN 13674-1	min. 1080	320-360
R 350HT	EN 13674-1	min. 1175	350-390
R 400HT	EN 13674-1	min. 1280	400-440

Tab. 1.1: Značení některých konvenčních kolejnicových ocelí

Značení kolejnicové oceli podléhá v současnosti podmínkám evropské normy ČSN EN 13674-1[12]. Je vhodné znát materiálové vlastnosti oceli kolejnic, které jsou použity v konkrétní aplikaci, protože od nich jsou odvozeny přípustné limitní hodnoty napětí. Jak bude dokázáno dále, zejména hodnota pevnosti kolejnic je výchozí pro stanovení meze využitelného napětí pro jednotlivé účinky namáhání, vyjma stability.



Obr. 1.7: Porovnání perlitických ocelí a jejich poškození ve vztahu k tvrdosti.[15]

Dle materiálových vlastností a chemického složení lze mezi evropským předpisem UIC 860 a současnou normou platnou pro české prostředí ČSN EN 13674-1+A1 najít ekvivalenty (UIC 700 ↔ R220, UIC 900A ↔ R260, UIC 1100 ↔ R 320Cr). Tepelně upravená ocel třídy R 350HT svůj ekvivalent nemá, ale má podobnou odolnost vůči kontaktně únavovým vadám jako legovaná ocel třídy R 320Cr. Vzhledem

k obtížné svařitelnosti legované oceli nedošlo nikdy k jejímu rozšíření, na rozdíl od tepelně zpracované oceli, která je běžně používána především do oblouků s vyšší zátěží u nás i v zahraničí a svařuje se běžnými prostředky jako ocel třídy R 260.[15]

Kolejnice splňující pevnostní a další výše uvedené požadavky musí být schopny odolat kombinaci následujících napětí:

- σ_{E} vnitřní napětí od výroby,
- σ_{R} napětí od teplotní změny koleje v trati,
- σ_{D} napětí od teplotní změny mostu,
- σ_{B} napětí od brzdných a rozjezdových sil,
- $\sigma_{\mathrm{P,lok}}$ napětí od svislých lokálních účinků zatížení dopravou na mostě,
- $\sigma_{\mathrm{P,glob}}$ napětí od svislých globálních účinků zatížení dopravou na mostě.[8]

Pražce

Pražce svou konstrukcí musí zajistit přenos sil z kolejnic do pražcového podloží, držebnost upevnění kolejnic a rozchod koleje. V bezstykové koleji musí spolu s kolejnicemi a pražcovým podložím zajistit dostatečný příčný a podélný odpor, na jehož velikost má podstatný vliv mj. vzdálenost, hmotnost a druh pražců.

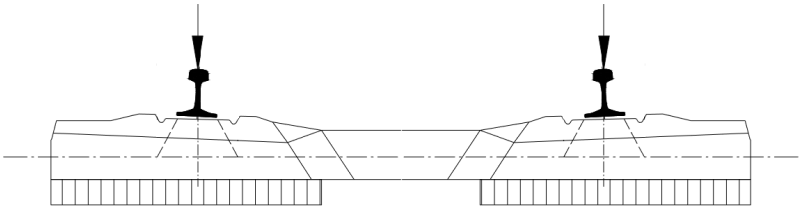
Každý druh materiálu pražce má v BK své opodstatnění a hodí se v jiných aplikacích. Pro vysoké traťové rychlosti a zatížení, díky svým materiálovým vlastnostem a životnosti, se používají výhradně pražce betonové, ať už s podkladnicovým nebo bezpodkladnicovým systémem upevnění. Dřevěné pražce nachází stále uplatnění tam, kde byly historicky vloženy již dříve. Ocelové pražce pro svou stavební výšku a příčný odpor jsou zajímavou alternativou převážně na tratích se složitými směrovými poměry a podložím, které neumožňuje zřídit dostatečnou mocnost pražcového podloží s dřevěnými nebo betonovými pražci. V současné době je u nás i v zahraničí celá řada výzkumných projektů, které se zabývají využitelností pražců z kompozitních materiálů, jejich mechanickými vlastnostmi, příčných a podélných odporů proti posunutí ve štěrkovém loži (viz např. [16], [17]).

Kolejové lože

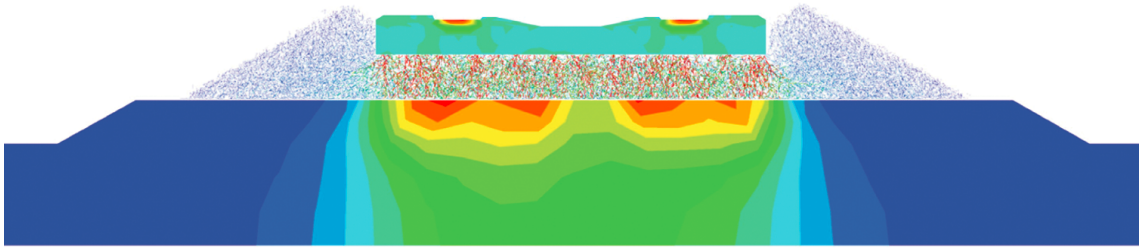
Používané kamenivo pro kolejové lože je obvykle předrcené ostrohranné s frakcí 31,5/63 mm. Zajišťuje pružné uložení kolejnicových podpor a roznáší zatížení do zemního tělesa nebo mostovky a v neposlední řadě umožňuje poměrně snadnou úpravu GPK. Běžným požadavkem na tloušťku vrstvy je alespoň 300 mm (pro rekonstrukce) pod ložnou plochu pražců. V případě mostních konstrukcí, kdy je stavební výška omezená kvůli druhu překonávané překážky (silnice, vodní toky,...) a konfiguraci přilehlých úseků tratě, může být požadavek tloušťky kolejového lože

značně omezující. Stanovený požadavek na tloušťku kolejového lože na mostech je nutné dodržet také z hlediska ochrany hydroizolace.

Při zřizování nového kolejového lože nebo jeho údržbě je štěrk mechanicky vtlačován pod pražce. Štěrk není homogenní pod celou délkou pražce, ale je podbíjena pouze oblast úložných ploch pod kolejnicemi, což zohledňují i pravidla pro roznos zatížení od osamělých břemen ve výpočetních modelech (např. doporučení [18]).



Obr. 1.8: Uvažované rozložení napětí pod úložnou plochou pražce.



Obr. 1.9: Skutečné rozdělení napětí na pražci a pod úložnou plochou pražce.[22]

1.3 Způsoby uložení bezstykové koleje

1.3.1 Na tělese železničního spodku

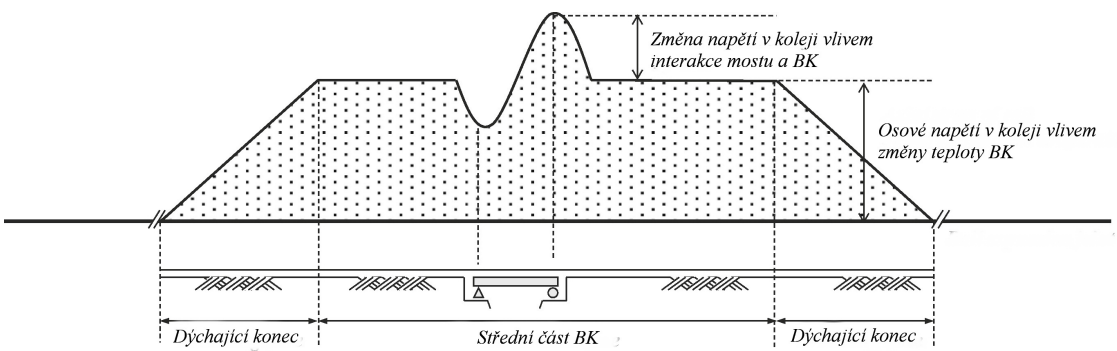
Až na několik málo výjimek v naší železniční síti je BK uložena na pražcích ve štěrkovém loži. Pražce rozličných tvarů a materiálů zajišťují různou míru stability koleje. Národní předpisy jasně definují za jakých podmínek lze BK zřídit a kdy je to naopak vyloučeno. V každém případě musí kolej zajišťovat dostatečný odpor proti posunutí ve všech směrech – v příčném, svislém i podélném. V předpisu S3/2[4] se uvádí, jakých hodnot podélných a příčných odporů má dobře udržovaná kolej dosahovat, pro svislý odpor se hodnoty neuvádějí.

- Podélné odpory běžně dosahují následujících hodnot:
  - **7 kN** proti podélnému posunutí kolejnice na podkladnici nebo pražci v jednom uzlu upevnění kolejnice,
  - **10 kN** na 1 m koleje proti podélnému posunutí kolejového roštu v kolejovém loži.
- Průměrné hodnoty příčných odporů proti směrovému posunutí kolejového roštu v otevřeném kolejovém loži:
  - **7 kN.m^{-1}** koleje u koleje s betonovými pražci,
  - **5 kN.m^{-1}** koleje u koleje s dřevěnými pražci,
  - osazením pražcové kotvy se zvýší příčný odpor pražce nejméně o **10 kN**,
  - **11,1 kN** na 1 ocelový pražec Y.

Hodnoty příčných odporů se v případě potřeby standardně zvyšují za pomocí pražcových kotev. Jejich četnost závisí na požadovaném výsledném příčném odporu. V případě podélných odporů se v minulosti v některých případech osazovaly na patu kolejnice do oblasti dýchajících konců opěrky proti putování kolejnic, ale v současnosti se dodatečná opatření neprovádějí.

1.3.2 Na mostních konstrukcích

V porovnání se způsoby uložení koleje na zemním tělese, poskytuje uložení na mostních konstrukcích širší možnosti. Každý způsob nabízí pro zřizování BK na mostních konstrukcích jisté možnosti, mezi kterými musí volit projektanti s ohledem na místní poměry a celkové chování spolupůsobícího systému. Konvenční systémy se širokopatními kolejnicemi lze na mostní konstrukce zřídit způsoby uvedenými dále. Mostní konstrukce má zcela zásadní vliv na napěťový stav v BK. Pokud tato konstrukce má alespoň na jedné straně ložiska umožňující její pohyb, potom pouhou změnou teploty, bez dalších účinků železniční dopravy, se projeví rovněž změna vnitřního napětí v koleji. Pro každý případ uložení BK na mostě bude velikost této změny odlišná, vzhledem k rozdílné míře vzájemné interakce koleje a mostu.



Obr. 1.10: Obecné schéma napětí v BK při změně teploty na prostém nosníku.[23]

Z obrázku 1.10 je patrné, že rozložení podélného napětí v BK v oblasti mostu je mnohem složitější než v oblasti zemního tělesa v důsledku interakce mezi kolejí a mostem.[23]

Pro popis chování BK je klíčovým parametrem *podélný odpor koleje proti posunutí* (kolejnice v upevňovacím uzlu a kolejového roštu v kolejovém loži) vůči mostní konstrukci. Podélný odpor je nelineárně závislý na *podélném posunutí koleje* viz obrázek 1.11. Výpočet průběhu posunutí pro BK na tělese železničního spodku před a za mostem a na mostě samém je klíčem ke stanovení *osových sil* N_{x} v BK. Pro BK na tělese železničního spodku v nejjednodušších analýzách se zpravidla používá model, kdy se uvažuje podélný smykový odpor hodnotou r_0 nezávisle na velikosti posunutí koleje u. Tento přístup pro BK na mostě nelze použít, protože by při výpočtu síla od mostu přenášená do koleje nebyla závislá na velikosti teplotní dilatace mostu v daném řezu. Ať už zvolíme konzervativní přístup (tj. na stranu bezpečnou) nebo inovativnější přístup, uvažuje se *lineární* nebo *nelineární* závislost podélného odporu na vzájemném posunutí koleje vůči mostní konstrukci. Tuto skutečnost lze vyjádřit vztahy[27]:

- lineární závislost

$$r_{\mathrm{x}} = k_{\mathrm{m}}(u - u_{\mathrm{m}}) \tag{1.6}$$

- nelineární závislost

$$r_{\mathrm{x}} = \frac{k_{\mathrm{ip}}}{u_0}(u - u_{\mathrm{m}}) \tag{1.7}$$

kde:

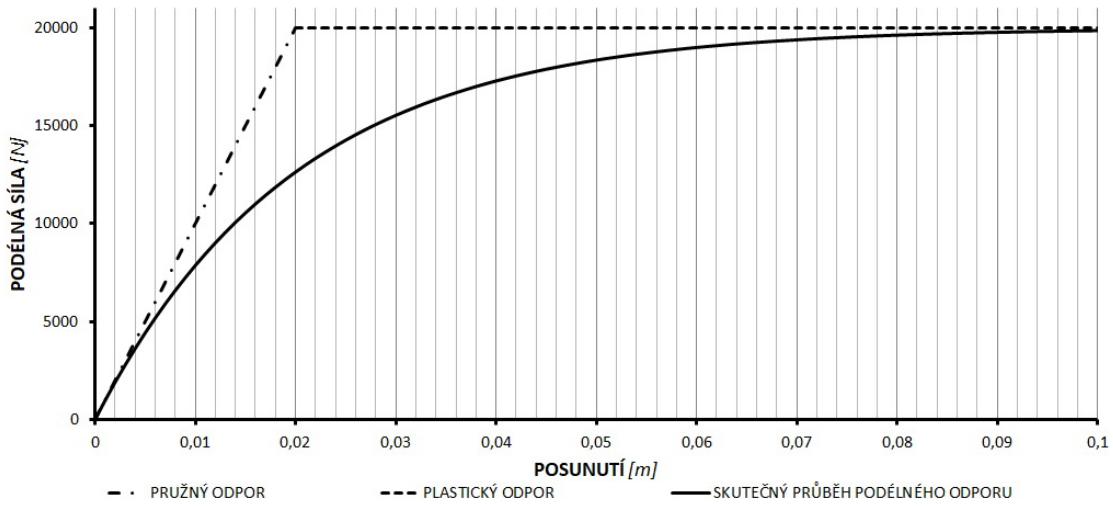
k_{m}	konstanta vyjadřující lineární závislost mezi posunutím koleje a podélným odporem na mostě [N.m^{-2}],
k_{i}	hodnota podélného smykového odporu koleje [N.m^{-1}]
u	podélné posunutí koleje [m],
u_0	hodnota posunutí, při níž je dosažen podélný smykový odpor koleje [m],
u_{m}	podélné posunutí mostu vlivem změny teploty [m],

přitom při zanedbání vlivu koleje na mostní konstrukci vzhledem k neporovnatelně menší průřezové ploše kolejnic se běžně uvažuje:

$$u_{\mathrm{m}} = l_{\mathrm{m}}\alpha_{\mathrm{m}}\Delta T_{\mathrm{m}} \tag{1.8}$$

kde:

u_m posunutí mostu vlivem změny teploty [m],
l_m dilatační délka mostu [m],
α_m součinitel teplotní roztažnosti pro mostní konstrukci [K^{-1}],
ΔT_m teplotní rozdíl mezi aktuální teplotou mostu a teplotou mostu, při níž byla zřízena bezstyková kolej na mostě [K],



Obr. 1.11: Příklad závislosti podélného odporu na podélné síle a posunutí.

Ucelený systém řešení s lineární závislostí podélného odporu na vzájemném posunutí koleje vůči mostní konstrukci zpracoval a publikoval prof. Frýba v [28] v kapitole 14 – Termické spolupůsobení bezstykové koleje a mostu. Předpis [21] a Eurokód [18] stanovují podmínky pro případ nelineární závislosti. Z rovnic 1.4 až 1.7 lze pro každý úsek po délce koleje napsat základní diferenciální rovnice, jejichž řešení popisuje posunutí BK po délce a odpovídající průběh osových sil[27]:

- lineární závislost
$$-EA\frac{\mathrm{d}^2u}{\mathrm{d}x^2} + k(u - u_\mathrm{m}) = q_\mathrm{x} \tag{1.9}$$
- nelineární závislost
$$-EA\frac{\mathrm{d}^2u}{\mathrm{d}x^2} + \frac{k_\mathrm{i}}{u_0}(u - u_\mathrm{m}) = q_\mathrm{x} \tag{1.10}$$

KOLEJ V KOLEJOVÉM LOŽI

Interakce BK je v zásadě způsobena různými faktory a je těžké ji přesně vystihnout výpočetními metodami. Zejména pro kolej ve štěrkovém loži existuje mnoho zdrojů

nejistot a podmínky na trati se výrazně liší v závislosti na době po výstavbě, provozním zatížení a povětrnostních podmínkách. Ve výsledku je velmi důležité znát všechny podrobnosti u navrhovaného nebo stávajícího posuzovaného systému. I přes všechny nejistoty předpis UIC 774-3R [21] a Eurokód [18] specifikují jednoduché analytické metody a jejich omezení pro interakci koleje a mostu právě na mostech se štěrkovým ložem.[23]

Způsob řešení koleje na mostě v kolejovém loži je výhodný právě tam, kde přilehlé úseky mimo mostní konstrukci jsou stejného druhu. V naší železniční síti je tomu tak, až na malé výjimky, ve všech případech. Všechny mosty ovšem nejsou takto řešeny kvůli omezením, které vyplývají z návrhu tohoto řešení. Jedná se zejména o:

- vyšší nároky na spodní stavbu kvůli vyššímu stálému zatížení mostní konstrukce,
- větší stavební výšku.

Pokud se podaří vypořádat se s výše uvedenými nedostatky, tak tento systém naopak skýtá celou řadu přínosů z hlediska provozu a údržby. Při správně navržené přechodové oblasti a zesílené konstrukci pražcového podloží za závěrnými zídkami se snižují dynamické účinky, zvyšuje se komfort jízdy a plynulost údržbových prací.

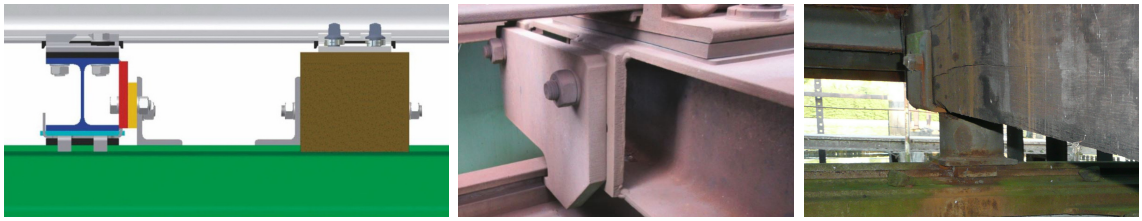
KOLEJ NA MOSTNICÍCH

Častým případem BK na stávajících i nových ocelových mostech jsou konstrukce s prvkovou mostovkou. Jednotlivé prvky mostovky jsou tvořeny mostnicemi různých materiálů, u nás především z tvrdého dřeva, v zahraničí také z oceli a materiálů na bázi polymerů. V našich železničních technických normách jsou také definovány požadavky na ocelové i kompozitní mostnice (viz [14]), ale k jejich častějšímu uplatňování dosud nedošlo. V souvislosti se spolupůsobením mostní konstrukce a železničního svršku je potřeba rozlišovat mezi dvěma základními způsoby uložení:

- **plošně** přímo nebo prostřednictvím dřevěných, ocelových nebo plastových podložek,
- **centricky** na úložné lišty.

Uložení mostnic na nosníky se liší způsobem provedení, které zásadně ovlivňuje přenášení především podélného zatížení z koleje do konstrukce mostu a naopak.

Plošně uložené mostnice v místě styku s nosníky dosedají na obou stranách celou plochou na horní pásnice hlavních nosníků nebo podélníků. Spojení s nosníky se odehrává svislým mostnicovým šroubem nebo vodorovným mostnicovým šroubem v případě připojení pomocí úhelníků. Tím je zajištěno tuhé spojení mostnic a mostní konstrukce, které neumožňuje relativní pohyb mezi těmito dvěma částmi. Pro podélná dřeva uložená mezi dvojčité nosníky ocelové konstrukce platí obdobný

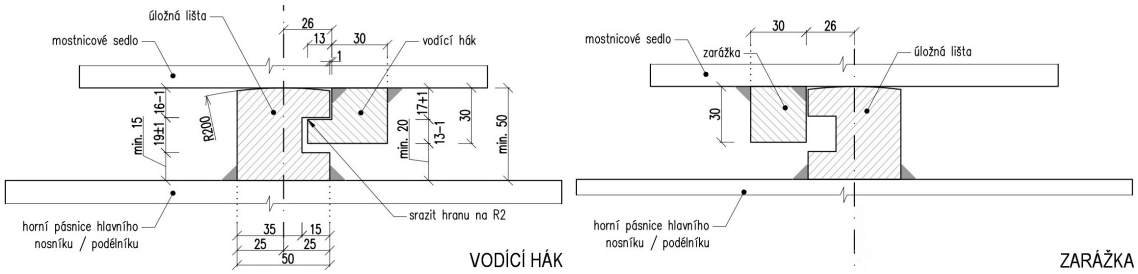


(a) (b) (c)

Obr. 1.12: (a) Plošné uložení mostnic, (b) Centrické uložení ocelové mostnice, (c) Centrické uložení dřevěné mostnice v převýšení s dutou klínovou vložkou.

způsob připevnění svislým mostnicovým šroubem a tedy platí i obdobný způsob spolupůsobení jako v případě plošného uložení.

Centrické uložení mostnic je zprostředkováno dvěma mostnicovými sedly, k nimž je každá mostnice připevněna mostnicovým šroubem. Jedno z těchto sedel má vždy vodící hák, druhé zarážku nebo vodící hák (vyjma prvních dvou mostnic na začátku mostu a posledních dvou mostnic na konci mostu). Mostnice s osazenými mostnicovými sedly se ukládají na zaoblenou horní plochu úložných lišt vždy tak, že v příčném řezu konstrukcí je spodní hrana sedel, popř. vložek, vždy vodorovná. Vodící hák jednoho mostnicového sedla zapadá do drážky v úložné liště a spolu se zarážkou druhého mostnicového sedla zajišťují uložení mostnice s dovolenou vůlí v příčném směru (viz obrázek 1.13).



Obr. 1.13: Tvar lišty centrického uložení, vodícího háku a zarážky.

Poloha centricky uložených mostnic je po délce konstrukce zajištěna buď zajišťovacími úhelníky, nebo pojistnými úhelníky. Pro zajištění mostnic proti posunutí se v případě potřeby provede úprava podélných nosníků a zhotoví se plošné uložení minimálně jedné dvojice sousedních mostnic. Neposuvné uložení mostnic se navrhuje v místě přenosu brzdných a rozjezdových sil do nosné mostní konstrukce. Tím je také zohledněno, že trakční síly se nebudou koncentrovat po celé délce mostu pouze v BK a nedojde k překročení kritické síly a ztrátě stability.

Nejdůležitějším poznatkem při srovnání obou způsobů uložení mostnic na mostě, je rozdílná míra spolupůsobení koleje a mostní konstrukce. Zatímco v případě plošného uložení je vysoká míra spolupůsobení daná pevným spojením všech mostnic s horními pásnicemi nosníků, při centrickém uložení se v plné míře nepřenáší vliv dilatačních pohybů do koleje (viz také [30]) právě díky přítomnosti pevných spojení pouze v místech nezbytně nutných pro přenos podélných sil od kolejových vozidel do ložisek mostu.

PŘÍMÉ ULOŽENÍ KOLEJE

Jedná se o mosty s přímo pojížděnou mostovkou, kde jsou kolejnice ukládány přímo na ocelovou konstrukci příp. železobetonovou desku spřaženého mostu. Uplatní se především tam, kde je hlavním požadavkem minimální stavební výška. Na stávajících ocelových konstrukcích jsou koleje zpravidla upevněny nepřímo pomocí žebrových nebo rozponových podkladnic na klínové rozchodové desce, která je pevně přivařena k mostovkovému plechu (viz obrázek 1.14).

Obr. 1.14: Historický systém přímého upevnění koleje na ocelové mostovce.

Trvalé zajištění GPK se jeví jako výhodné z hlediska údržby, ale přináší potíže při požadavku na následnou výškovou či směrovou úpravu koleje, která je možná pouze za cenu celkové přestavby upevňovacího systému. Značná hlučnost při přejezdu, nesnadné docílení elektrického odizolování konstrukce a koleje a velký podélný odpor při použití standardních upevňovadel, který značně omezuje možnou dilatační délku konstrukce, činí tento systém spíše historickým.

Moderní systémy přímého upevnění reagují na nevýhody dříve používaných a umožňují výškovou i směrovou úpravu koleje v mezích předepsaných pro jednotlivé typy upevnění.

Také zohledňují přechod z konvenční koleje se štěrkovým ložem na mostovkový plech, kde se svislé tuhosti mostní konstrukce a kolejového lože značně liší a při přejezdu na tradiční svršek s přímým upevněním dochází ke zvýšenému dynamickému

Obr. 1.15: Příklad současného způsobu přímého upevnění koleje (DFF 300).

namáhání spodní stavby v oblasti opěr a jejímu postupnému narušování. Pomocí pružných podložek v uzlu upevnění lze docílit podobných parametrů svislé tuhosti jako v kolejovém loži. Pomocí pružných svěrek s různou přítlačnou silou lze dosáhnout i snížení podélného odporu zvláště v místech na mostních konstrukcích, kde je výrazně odlišná dilatace konstrukce mostu a kolejového svršku.

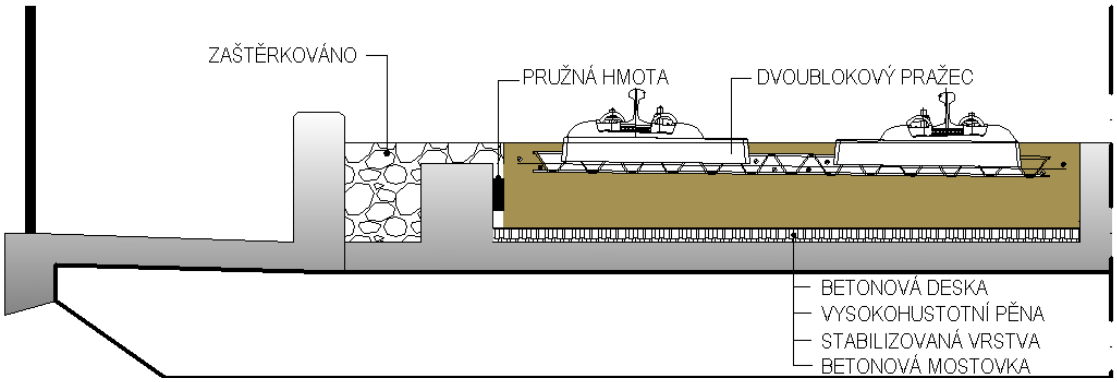
KOLEJ NA PEVNÉ JÍZDNÍ DRÁZE

Jedná se o nekonvenční skladbu železničního svršku, ve které jsou kolejnice upevněny k betonové desce nebo pražci, který je zpravidla posléze s deskou pevně spojen. Uplatnění nachází zejména u vysokorychlostních tratí, na kterých je žádoucí udržet GPK ve vysokém standardu bez častých údržbových zásahů.

Most poskytuje pevný základ pro PJD, ale změny teploty a zatížení dopravou způsobují podélné pohyby, průhyb mostní konstrukce a natočení koncového průřezu. Z toho důvodu musí být celý systém schopen odolat těmto pohybům. V publikaci [41] je stanoveno několik požadavků na konstrukci PJD, které rozlišují mezi mosty s rozpětím do 25 m délky (krátké mosty) a mosty s rozpětím větším než 25 m (dlouhé mosty).

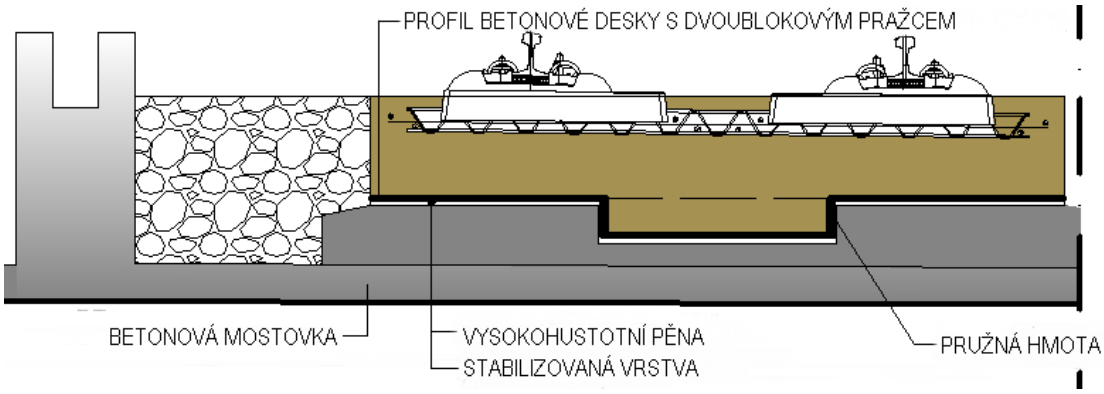
V případě krátkých mostů jsou stanoveny následující doporučení:

- Pro vyvážení podélných posunutí a silových účinků v BK je vhodné použít upevňovadla se sníženou svěrnou silou.
- Vestavěná kontinuálně podepřená kolejnice uložená na mostní konstrukci může být použita na mostech s dilatační délkou do 15 metrů.
- Podélně kluzně uložená deska umožňuje mostní konstrukci volně dilatovat pod konstrukcí PJD na mostech s dilatační délkou do 25 metrů.
- Při použití železobetonových nebo asfaltobetonových nosných vrstev může být kolej uložena kluzně v podélném směru při rozpětí mostu do 10 metrů, v případě rámových konstrukcí do rozpětí 25 metrů.



Obr. 1.16: PJD na mostní konstrukci s dilatační délkou do 25 metrů.

U dlouhých mostů se kluzné uložení neuvažuje. Spojení mostu a PJD je obvykle provedeno tvarem průřezu betonové desky (viz obrázek 1.17), která je přímo vybetonována na ochranné vrstvě mostovky. U ocelových mostů lze přenos vodorovných sil zajistit spřažením betonové desky pomocí ocelových trnů přivařených k mostovce.[25]



Obr. 1.17: PJD na mostní konstrukci s dilatační délkou nad 25 metrů.

1.4 Závislosti odezvy spolupůsobícího systému

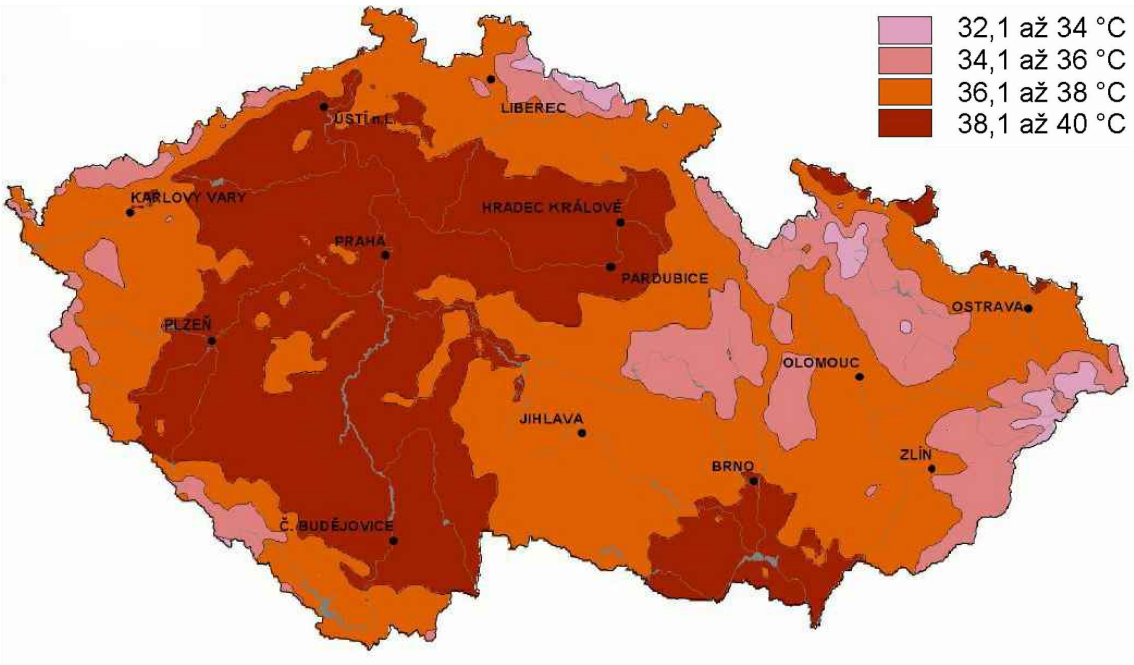
1.4.1 Atmosférické vlivy

ZMĚNA TEPLOTY MOSTU A BK

Teplotní podmínky při zřizování a provozování BK na mostě jsou zcela zásadní, protože se po celou dobu provozování největší měrou podílejí na změnách napětí v BK. Jakých extrémů tato změna bude dosahovat samozřejmě závisí na zeměpisné šířce a na místních teplotních podmínkách.

V našich klimatických podmínkách teplota kolejnic dosahuje obvykle hodnot od $-30\,°C$ do $+60\,°C$. S tímto rozmezím bylo uvažováno i při stanovení hodnoty nejvýše přípustných dilatačních délek mostních konstrukcí v publikaci prof. Frýby [28]. Mostní konstrukce vzhledem k jejich poměrně velké teplotní setrvačnosti takto extrémních hodnot nenabývají a v závislosti na provedení dochází ke zpožděním v dosahování denních teplotních špiček. Obecně lze říci, že mnohem více kopírují, i když rovněž se zpožděním, teplotu vzduchu ve stínu. Proto také zde byly stanoveny extrémy dosahovaných teplot na mostní konstrukci nejvýše od $-35\,°C$ do $+35\,°C$ (pro ocelové mosty bez kolejového lože).

Odlišný přístup ke stanovení návrhových hodnot teplotního zatížení poskytuje současně platný Eurokód [20] s odkazem na národní přílohu národně stanovených parametrů potřebných pro výpočet zatížení teplotou pozemních a inženýrských staveb. Charakteristické hodnoty minimálních a maximálních teplot ($T_{\min}$, $T_{\max}$) vzduchu ve stínu pro místo stavby mají být určeny z národních map izoterm pro maximální a minimální teploty vzduchu ve stínu.



Obr. 1.18: Ukázka mapy maximálních teplot vzduchu ve stínu v ČR.[20]

Pro výpočet zkrácení a prodloužení mostu, je nutné dále stanovit rovnoměrnou složku teploty v závislosti na materiálu konstrukce ($T_{\mathrm{e,min}}$, $T_{\mathrm{e,max}}$) a charakteristickou hodnotu maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty ($\Delta T_{\mathrm{N,con}}$, $\Delta T_{\mathrm{N,exp}}$).

Maximální rovnoměrnou složku teploty $T_{\mathrm{e,max}}$ a minimální rovnoměrnou složku teploty $T_{\mathrm{e,min}}$ pro tři typy nosných konstrukcí:

- 1. typ: ocelová nosná konstrukce (komorový, příhradový nebo plnostěnný nosník),
- 2. typ: ocelobetonová nosná konstrukce,
- 3. typ: betonová nosná konstrukce (betonová deska, betonový nosník nebo komorový nosník).

lze vypočítat z následujících vztahů:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{1. typ:} & T_{\mathrm{e,max}} = T_{\mathrm{max}} + 16\,^{\circ}\mathrm{C} \\ \text{2. typ:} & T_{\mathrm{e,max}} = T_{\mathrm{max}} + 4,5\,^{\circ}\mathrm{C} \\ \text{3. typ:} & T_{\mathrm{e,max}} = T_{\mathrm{max}} + 1,5\,^{\circ}\mathrm{C} \end{array}\right\} \text{pro } 30\,^{\circ}\mathrm{C} \leq T_{\mathrm{max}} \leq 50\,^{\circ}\mathrm{C} \tag{1.11}$$

$$\left.\begin{array}{ll} \text{1. typ:} & T_{\mathrm{e,min}} = T_{\mathrm{min}} - 3\,^{\circ}\mathrm{C} \\ \text{2. typ:} & T_{\mathrm{e,min}} = T_{\mathrm{min}} + 4,5\,^{\circ}\mathrm{C} \\ \text{3. typ:} & T_{\mathrm{e,min}} = T_{\mathrm{min}} + 8\,^{\circ}\mathrm{C} \end{array}\right\} \text{pro } -50\,^{\circ}\mathrm{C} \leq T_{\mathrm{min}} \leq 0\,^{\circ}\mathrm{C} \tag{1.12}$$

V neposlední řadě musí být stanovena výchozí teplota mostu (T_0), při které budou upínány kolejnice. V případě stávajících mostů obvykle nebývá tato hodnota známá, proto se doporučuje uvažovat $T_0 = 10\,^{\circ}\mathrm{C}$. Při návrhu nových konstrukcí je vhodné projektem stanovit rozpětí pro výchozí teplotu mostu, protože by mohlo být velmi složité při pevně dané výchozí teplotě mostu zároveň dosáhnout dovolené upínací teploty BK.

1.4.2 Způsob zřizování bezstykové koleje

DOVOLENÁ UPÍNACÍ TEPLOTA

Aby byla zajištěna stabilita a vnitřní napětí v BK při extrémních teplotních podmínkách v kombinaci s dalšími zatíženími, stanovuje se tzv. *dovolená upínací teplota*. Její rozmezí se v jednotlivých státech liší obecně s ohledem na očekávanou nejvyšší a nejnižší teplotu kolejnic, která je dána především klimatickými podmínkami dané země (např. Velká Británie (21–27 °C)[45], Austrálie (35–40 °C)[46], a další).

V našich podmínkách, dle předpisu [4], je závazné rozmezí dovolené upínací teploty 17–23 °C. Je to rozmezí teplot kolejnic nebo teplot odpovídajících uměle vyvolané změně délky kolejnicových pásů, při níž smějí být kolejnicové pásy svařeny závěrnými svary a upnuty bez nutnosti dodatečných úprav napětí. Oba kolejnicové pásy mají být upnuty za stejné teploty, ale připouští se rozdíl až 3 °C. Při teplotách nižších než 17 °C je možné zajistit stav odpovídající dovolenému rozmezí upínací teploty ohřevem nebo napínáním kolejnicových pásů. Spodní hranici dovolené upínací teploty při napínání určuje druh zvolené technologie svařování závěrných svarů (např. od -3 °C při aluminotermickém svařování).

Obr. 1.19: Hydraulický napínák kolejnic.

Největší délka napínaného kolejnicového pásu závisí na druhu upevnění a směrových poměrech, nejvíce však 450 m. Délka pásu pro ohřev nemá přesáhnout 150 m.

1.4.3 Provozní a konstrukční vlivy

OBECNÉ ZÁSADY

Konstrukce mostu (nosná konstrukce, ložiska a spodní stavba) a kolej společně odolávají podélným zatížením od rozjezdu nebo brzdění. Podélná zatížení jsou pak přenášena kolejnicemi (kolejí) do tělesa železničního spodku za opěrou a mostními ložisky a spodní stavbou do podloží. Pokud bezstyková kolej brání volnému pohybu nosné konstrukce mostu, deformace nosné konstrukce vyvolává podélné síly v kolejnicích a v pevných mostních ložiscích, a to od:

- teplotních změn,
- svislého zatížení,
- dotvarování a smršťování.

V oblasti mostního stavitelství lze najít nepřeberné množství návrhů z hlediska materiálového a tvarového. Vzhledem k citlivosti BK na vnější vlivy a poměrně úzkému rozsahu dovolených napětí od vnějších zatížení je potřeba od samého začátku návrhu mostní konstrukce, pokud má být BK umístěna, počítat s těmito skutečnostmi. Obecně je potřeba dbát na parametry, které mohou významně ovlivnit kombinovanou odezvu celého systému.

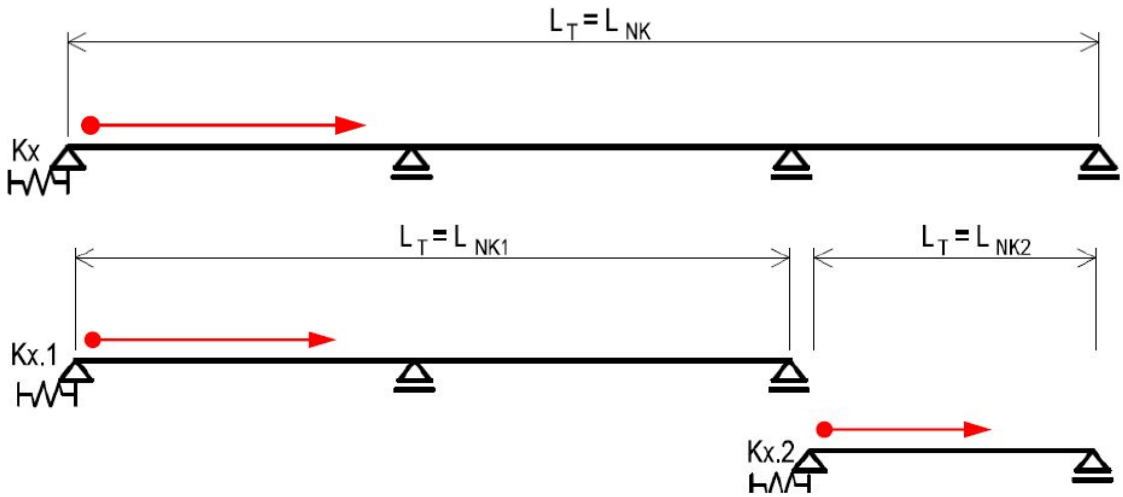
KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ MOSTNÍ KONSTRUKCE A SPODNÍ STAVBY

Statické schéma poskytuje základní náhled na celkové řešení. Je výhodné si zjednodušit složitou úlohu, ať už navrhované nebo stávající posuzované konstrukce, a

vytvořit si tak představu o **uspořádání konstrukce**, které lze shrnout do několika sledovaných položek:

- prostě podepřený nosník, spojité nosníky nebo řada nosníků,
- počet jednotlivých nosných konstrukcí a délka každé nosné konstrukce,
- počet polí a délka (rozpětí) každého pole,
- umístění pevných ložisek,
- umístění pevného bodu z hlediska teploty,
- dil. délka mezi pevným bodem z hlediska teploty a koncem nosné konstrukce.

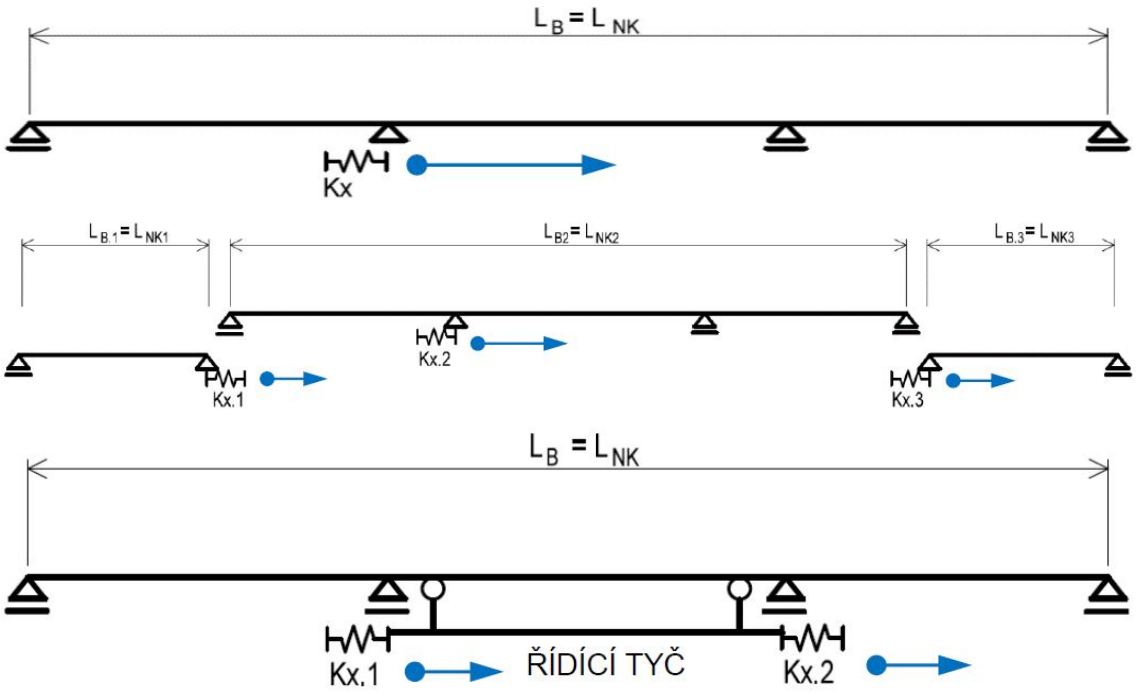
Případ, kdy jsou na jednom pilíři umístěna dvě kluzná ložiska dvou nosných konstrukcí dilatujících proti sobě (dilatační délky obou konstrukcí se sčítají), je z pohledu Tabulky 1 národního předpisu [6] pro nové mosty nepřípustný (viz příloha A), přestože z hlediska odezvy může být tento stav příznivější než spojitá konstrukce stejné délky[38]. Pro stávající mosty, pokud součet dilatačních délek nepřesáhne 30 m, je nutné vyšetřit stav napjatosti v BK. Při součtu nad 30 m se musí vložit kolejnicová dilatační zařízení na kratší z obou konstrukcí. Eurokód [18] tento případ také uvádí, avšak bez dalšího komentáře.



Obr. 1.20: Statické schéma před a po úpravě pro snížení účinků od teplotní změny NK rozdělením dilatující délky L_{T}.[9]

Vhodnou úpravou konstrukčního řešení lze omezit velikost přírůstku napětí v kolejnicích od teplotní změny mostu například zmenšením dilatující délky L_{T} viz obrázek 1.20 (směr dilatace mostu je zobrazen červenou šipkou).

Stejným způsobem lze snížit velikost přírůstků napětí od účinků brzdných resp. rozjezdových sil. Dalším opatřením může být vložení přechodových polí nebo návrh systému řídicí tyče (viz obrázek 1.21 – přenos vodorovné síly modrou šipkou).[8]



Obr. 1.21: Statické schéma před a po úpravě pro snížení účinků brzdných sil (1) před úpravou, (2) po úpravě s přechodovými poli, (3) se systémem řídící tyče.[9]

Součástí konceptu při navrhování mostních konstrukcí je volba tvaru a materiálu horní i spodní stavby, které zásadním způsobem ovlivňují **vlastnosti konstrukce**:

- svislá tuhost nosné konstrukce,
- svislá vzdálenost mezi neutrální osou nosné konstrukce a horním povrchem nosné konstrukce,
- svislá vzdálenost mezi neutrální osou nosné konstrukce a osou rotace ložisek,
- uspořádání nosných konstrukcí na ložiscích, umožňující podélné posunutí konce nosné konstrukce od úhlového pootočení nosné konstrukce,
- podélná tuhost mostní konstrukce definovaná jako celková tuhost, která může být využita spodní stavbou proti zatížením v podélném směru koleje a ve které je uvážena tuhost ložisek, spodní stavby a podloží.

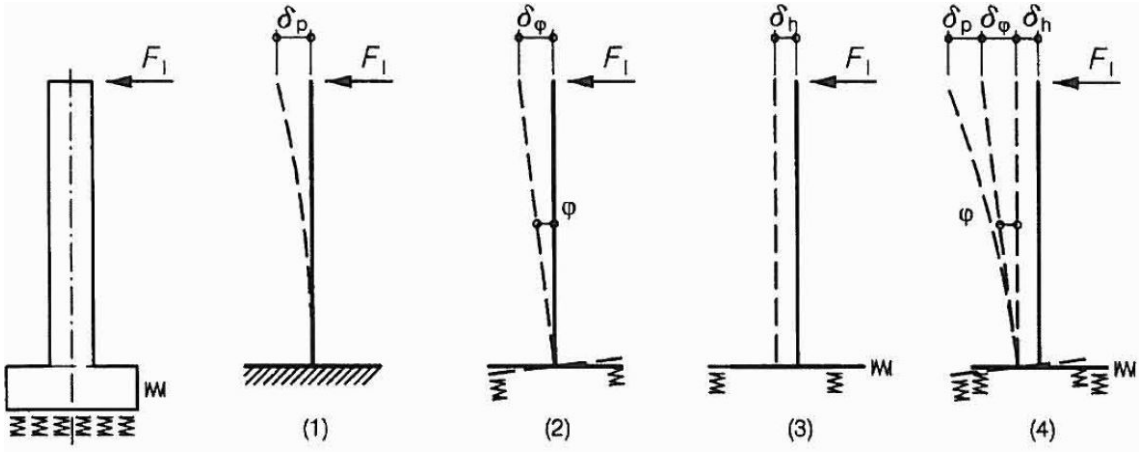
Geometrické vlastnosti a materiálové řešení úzce souvisí s tuhostí nosné konstrukce a jejím chování při účincích jednotlivých zatížení. Poměrně obtížným úkolem při návrhu nových mostů je správné nastavení podélné tuhosti mostní konstrukce ve spolupůsobení se spodní stavbou. Stejný případ platí pro stávající mosty s tím, že stanovení podélné tuhosti je mnohem komplikovanější a výsledná přesnost stanovené tuhosti je dána hloubkou ověřování jednotlivých vlivů. Může být zjištěna na základě výpočtu nebo metodami přímého měření, které se však z důvodu finanční a časové náročnosti obvykle neprovádějí.

Celková podélná tuhost mostního pilíře je dána obecným vztahem:

$$K = \frac{F_\mathrm{l}}{\delta_\mathrm{p} + \delta_\varphi + \delta_\mathrm{h} + \delta_\mathrm{a}} \tag{1.13}$$

kde podle obrázku 1.22 je:

F_l	podélná síla,
δ_p	ohyb pilíře,
δ_φ	pootočení základu,
δ_h	posunutí základu,
δ_a	relativní posunutí mezi horní a dolní částí ložisek [47],
$\delta_\mathrm{p} + \delta_\varphi + \delta_\mathrm{h} + \delta_\mathrm{a}$	celkové posunutí hlavy pilíře.

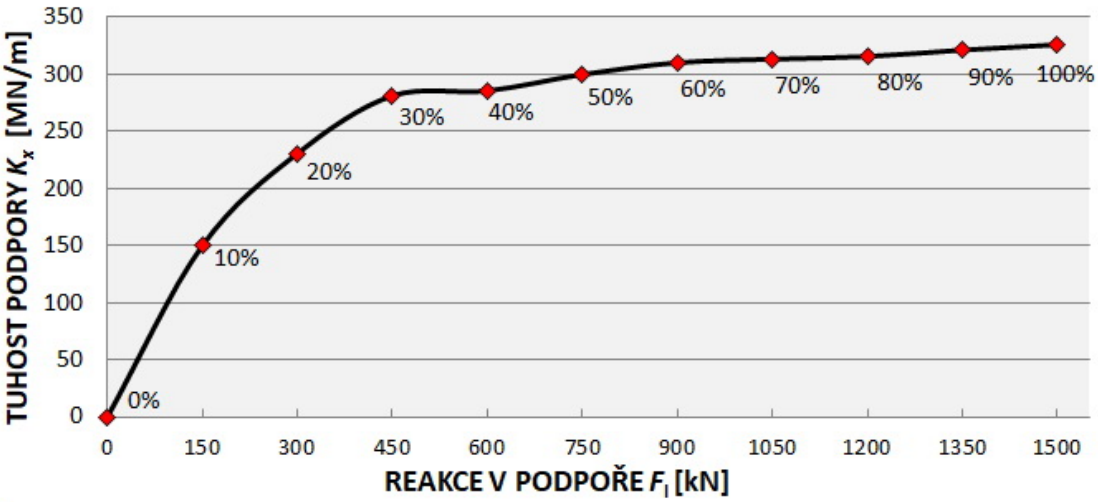


Obr. 1.22: Příklad stanovení ekvivalentní podélné tuhosti ložisek.[18]

Vztah vyjadřuje schopnost pilíře příp. opěry odolat podélným účinkům od jednotlivých zatížení. Pro výpočet kombinované odezvy to znamená, že celá množina možných pohybů ve spodní stavbě je přesunuta do oblasti uložení mostní konstrukce a zohledněna parametrem vodorovné tuhosti K v podélném směru ekvivalentní lineárně pružnou vazbou. V metodice posouzení kombinované odezvy [9] je tato tuhost označována jako ekvivalentní tuhost spodní stavby K_x, což lépe odpovídá charakteru zástupné veličiny.

Na obrázku 1.23 je znázorněn průběh tuhosti podpory v závislosti na maximálním uvažovaném podélném zatížení přenášeného ložisky, které se na mostě uplatňuje. Graf vychází z podrobné tuhostní analýzy spodní stavby a současného řešení geologických poměrů při posouzení BK na stávající mostní konstrukci.

Ačkoliv se může zdát výhodné zvýšit vodorovnou podélnou tuhost spodní stavby za účelem snížení přírůstku napětí od účinků brzdných a rozjezdových sil, čímž dojde



Obr. 1.23: Příklad tuhosti podpory v závislosti na reakci v podpoře.[39]

ke snížení rozdílu vzájemného podélného posunutí mezi mostem a kolejí a z toho plynoucího menšího přírůstku napětí v kolejnicích, je třeba na druhou stranu počítat se zvýšením podélné vodorovné reakce na spodní stavbu, což může mít za následek úpravu dimenzí spodní stavby.

Na základě výše uvedených skutečností je patrné, že společně s návrhem konstrukčního řešení nosné konstrukce a umístěním spodní stavby, při požadavku na posouzení kombinované odezvy, je potřebné hned na počátku se zabývat očekávanou vodorovnou tuhostí v podélném směru všech prvků spodní stavby.

KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ ŽELEZNIČNÍHO SVRŠKU

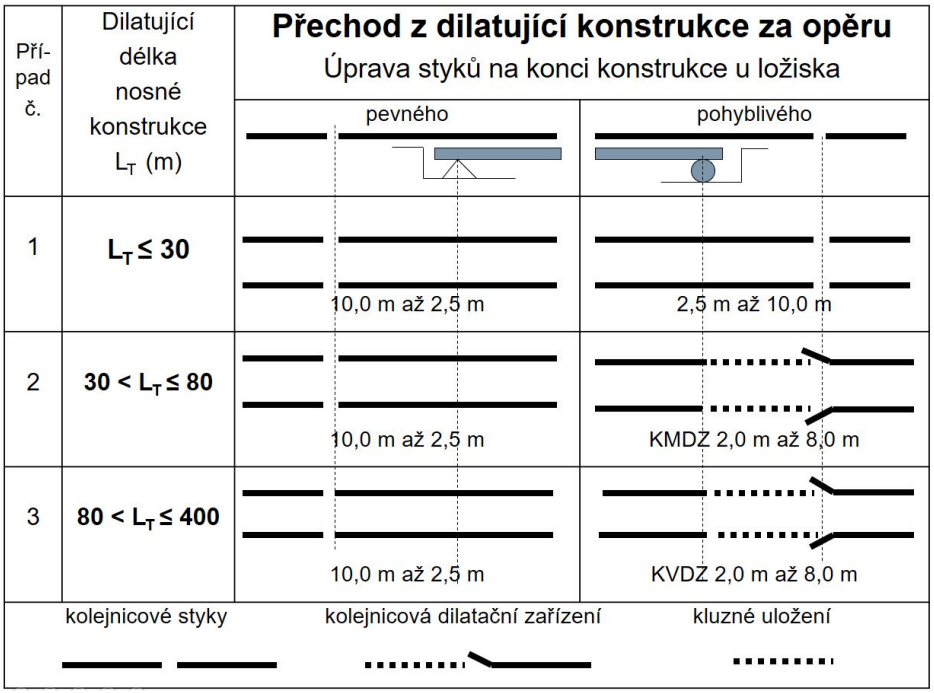
Vhodným návrhem železničního svršku lze dosáhnout splnění požadavků na kvalitu jízdy drážních vozidel a snížení nákladů z hlediska životního cyklu jednotlivých prvků koleje a mostu. V našich podmínkách by těmto podmínkám mohla vyhovovat kolej ve štěrkovém loži ve žlabu bez přerušení BK, ale ne vždy je to samozřejmě možné. Proto je obecně nutné se zabývat **uspořádáním koleje** a zvážit:

- systém koleje s kolejovým ložem nebo bez něho,
- svislou vzdálenost mezi horním povrchem NK a neutrální osou kolejnic,
- umístění kolejnicových dilatačních zařízení.

Jednotlivé systémy koleje a jejich vliv na interakci mostu a koleje byly popsány v kapitole 1.3. V případě mostů bez kolejového lože platí, že všechny případné podélné pohyby mostní konstrukce mají na napětí v BK větší vliv díky jejich tužšímu spojení s mostní konstrukcí, než u mostů s kolejovým ložem (viz srovnání přípustných dilatačních délek v příloze A), pokud nejsou provedeny jiné speciální úpravy

na železničním svršku např. použitím upevňovadel se sníženou svěrnou silou.[24]

V případech, kdy není možné zřídit nepřerušenou BK na mostě, je nutné provést přerušení *kolejnicovým stykem* nebo *kolejnicovým dilatačním zařízením* (KDZ).



Obr. 1.24: Úprava styků na konci konstrukce u ložisek podle [6].

Před zavedením Eurokódu [18] se zpravidla použila tabulka na obrázku 1.24 vždy, když dilatační délka mostní konstrukce překročila dovolené meze stanovené tabulkou v příloze A. Podle současného evropského standardu je nutné provést výpočet a stanovit nezbytnost přerušení BK na základě posouzení kombinované odezvy. Odtud vyplývá i rozhodnutí o tom, zda bude přerušení provedeno klasickým kolejnicovým stykem nebo kolejnicovým dilatačním zařízením. Podle očekávaných posunutí v BK se dále rozhodne o tom, jaký typ dilatačního zařízení bude použit:

- kolejnicové malé dilatační zařízení (KMDZ) s dilatačním pohybem do 100 mm,
- kolejnicové velké dilatační zařízení (KVDZ) s dilatačním pohybem do 330 mm,
- kolejnicové velmi velké dilatační zařízení (KVVDZ) s dilatačním pohybem do 600 mm.

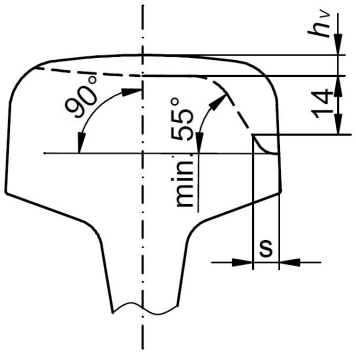
KDZ se skládá ze dvou částí, z nichž každá je umístěna v jednom kolejnicovém pásu. Obě části dilatačního zařízení se umísťují do koleje zpravidla vstřícně – symetricky vůči podélné ose koleje. KDZ je tvořeno v jednom kolejnicovém pásu vyhnutou kolenovou kolejnicí z normálního profilu Vignolovy (širokopatní) kolejnice a k této kolenové kolejnici přiléhající jazykovou kolejnicí, která je podle typu

konstrukce z asymetrického profilu svařeného se širokopatní kolejnicí nebo přímo ze širokopatní kolejnice. Do oblasti pohyblivých kolejnic KDZ se vkládají svěrky s výrazně sníženou svěrnou silou.[5]

Dalším způsobem, jak lze přímo ovlivnit napěťový stav koleje na mostech, je volba některých **vlastností kolejnic**:

- osová tuhost kolejnic,
- odpor koleje nebo kolejnic proti podélnému posunutí,
  - v uzlech upevnění,
  - na spodní straně kolejnicových podpor.

Osová tuhost kolejnic je přímo úměrná průřezové ploše kolejnic a nepřímo úměrná jejich délce. Jedná se o parametry, které jsou zpravidla dané skladbou trati, na níž se most nachází. Na mostních objektech s průběžnou BK nesmí být kolejnice o nižší hmotnosti na běžný metr než v přilehlých úsecích tratě. Vzhledem k ustálené vzdálenosti rozdělení kolejnicových podpor (zpravidla u = 600 mm) i tento druhý parametr neskýtá přílišnou šíři volby.



Obr. 1.25: Schéma ojetí hlavy kolejnice.

Úměrně stáří kolejnicových pásů a intenzitě provozu dochází k postupnému úbytku materiálu z pojížděných ploch hlavy kolejnice. To se projevuje bočním a svislým ojetím a maximální hodnota vypočtená ze vzorce 1.14 z obou směrů ojetí se nazývá **srovnané výškové ojetí**.

$$h = h_\mathrm{v} + 0,4s \tag{1.14}$$

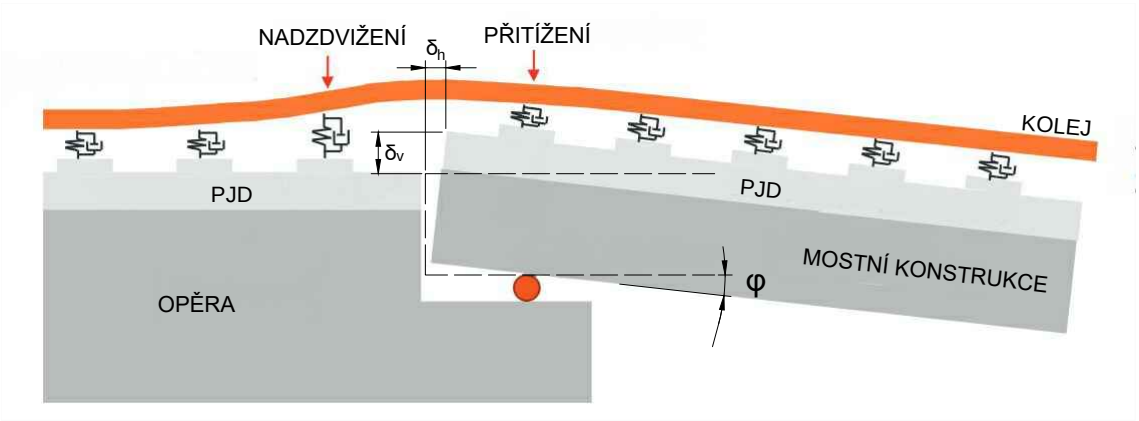
kde značí:

h srovnané výškové ojetí [mm],
h_v výškové ojetí [mm], měřené v ose kolejnice (viz obrázek 1.25),
s boční ojetí [mm], měřené vodorovně v úrovni 14 mm pod temenem ojeté kolejnice.

Na základě takového průřezu se stanoví statické veličiny kolejnic, jako bylo provedeno např. v posouzení termického spolupůsobení koleje a mostu v publikaci [28].

1.4.4 Zatížení železniční dopravou

Vlivem svislého přitížení mostní konstrukce železniční dopravou dochází k namáhání kolejnic, které přenášejí svislé síly dále do konstrukce. Tím dochází k pružné deformaci NK mostu, které se projeví **natočením konců nosné konstrukce**. Natočení způsobí zároveň posunutí i nadzdvižení okrajů nosné konstrukce (viz obrázek 1.26).



Obr. 1.26: Natočení konce nosné konstrukce vlivem zatížení železniční dopravou.[26]

V závislosti na způsobu uložení koleje na mostní konstrukci tyto pohyby vyvolají přídavné namáhání kolejnic normálovými silami a ohybem. Vlivem natočení v oblastech obou konců NK jsou více namáhány vertikálními silami i upevňovadla, zvláště v systémech bez kolejového lože, kde je nutné posoudit zvedací síly na odpovídající mezní stavy. Na straně zemního tělesa vyvolávají síly reakci proti nadzdvižení a na straně mostu proti přitížení. Toto namáhání roste úměrně s rostoucí výškou NK, kde i malé pootočení v úrovni ložisek vyvolává významná posunutí na horním povrchu v koncovém průřezu NK.

Eurokód [18] tuto skutečnost zohledňuje stanovením mezních hodnot pro deformaci konstrukce od svislého zatížení dopravou. Pro BK je podélné posunutí horního povrchu NK v koncovém průřezu od deformace NK δ_{h} omezeno na 8 mm, pokud se uvažuje kombinované chování konstrukce a koleje (s jedním nebo žádným dilatačním zařízením) a 10 mm, pokud je kombinované chování zanedbáno. Svislé posunutí horního povrchu nosné konstrukce δ_{v} vzhledem k přilehlé konstrukci (opěře nebo

jiné konstrukci) od proměnných zatížení nesmí překročit 3 mm při traťové rychlosti do 160 km.h^{-1} a 2 mm při traťové rychlosti nad 160 km.h^{-1}.

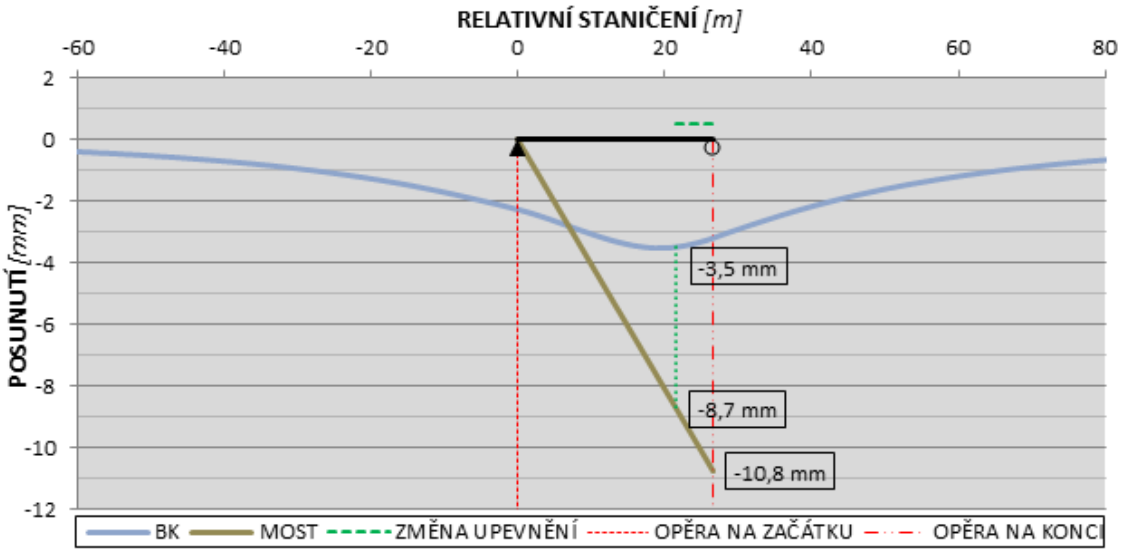
Podélný odpor na úrovni **spodní plochy kolejnicových podpor** je obvykle nejhůře stanovitelný. U mostů s kolejovým ložem tento odpor závisí hlavně na tvaru, rozměrech a hmotnosti pražců a také na míře homogenizace kolejového lože. Podélný odpor koleje v této oblasti je při standardní skladbě železničního svršku menší než podélný odpor v uzlech upevnění koleje, proto se relativní posunutí vzhledem k NK projeví v této úrovni.

Speciálním případem je kolej na mostě s centrickým uložením mostnic, kdy je umožněn podélný pohyb díky kluznému uložení převážné většiny mostnic, jak bylo popsáno v kapitole 1.3. Experimentálním měřením výzkumného projektu [30] bylo prokázáno, že relativní podélný posun mezi mostní konstrukcí a kolejí se odehrává právě mezi mostnicovým sedlem a úložnou lištou, kde je podélný odpor nižší než v uzlech upevnění.

Obr. 1.27: Svěrky s částečně sníženou svěrnou silou na Znojemském viaduktu.

Obdobná situace nastane, z hlediska aktivovaného podélného odporu, když se v uzlech upevnění použijí **svěrky s částečně sníženou svěrnou silou** (viz obrázek 1.27). Tyto svěrky se uplatní v případech, kdy lze pomocí snížení napětí v koleji způsobené dilatačními pohyby NK dosáhnout takové úrovně, která vyhovuje mezním hodnotám pro namáhaní kolejnic dle [18]. Standardní svěrky se nahradí těmito svěrkami v oblasti kluzných ložisek v požadované délce na mostní konstrukci i na zemním tělese, včetně speciálních plastových podložek pod patu kolejnice.

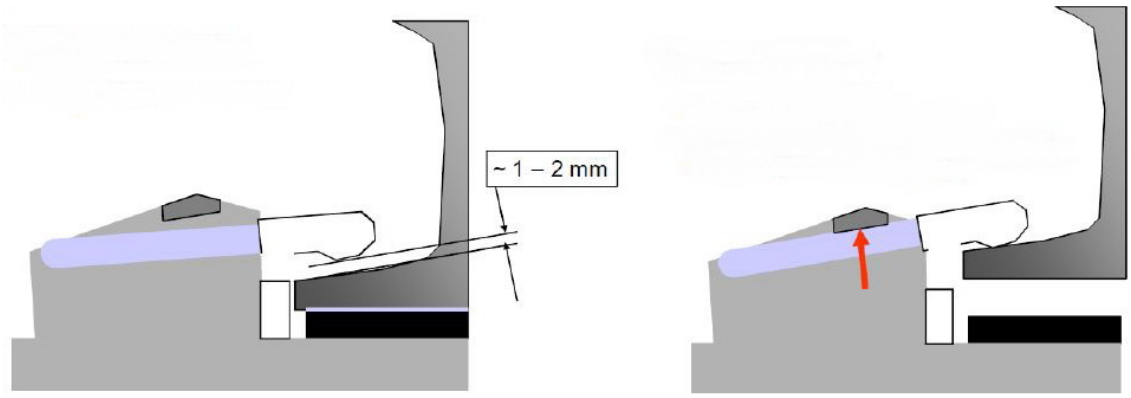
Toto řešení bylo využíváno také při posouzení relativního posunu kolejnice a mostů bez kolejového lože dle publikace [28], kde byla sledována dovolená mez relativního posunu mezi těmito dvěma částmi systému. Při nesplnění této podmínky byla překročena mez pro namáhání svěrek, podkladnic, mostnicových šroubů a jiných částí železničního svršku pro absolutně největší tepelné rozdíly, které nastávají v zimě. Při použití svěrek s částečně sníženou svěrnou silou se podmínka relativního posunu uplatňuje pouze do rozhraní, kde jsou na mostě použity svěrky se standardní svěrnou silou (viz obrázek 1.28[37]). Na obrázku je toto rozhraní označeno zelenou svislou čarou a oblast použití zelenou vodorovnou čarou. Na tomto rozhraní je relativní posun o několik milimetrů menší, což v hraničních případech znamenalo významnou pomoc. Jak bylo popsáno již výše, dochází rovněž k úpravě normálových sil v BK.



Obr. 1.28: Podélné posunutí koleje a mostu při použití svěrek se sníženou svěrnou silou.

Pro úplnost je vhodné zmínit **svěrky s výrazně sníženou svěrnou silou**, které jsou běžně určené do konstrukcí dilatačních zařízení (oblast pohyblivých jazyků či kolenových kolejnic), kde se na podkladnici montují zpravidla bez podložek pod patu kolejnice. Lze je však použít také na mostních konstrukcích. Tato upevňovadla se při svislém zatížení dopravou chovají obdobně jako standardní upevňovadla, ale mezi patou kolejnice a samotným upevňovadlem je mezera, která zaručuje minimální podélný odpor v uzlu upevnění.

Na obrázku 1.29 je vidět pracovní rozsah spony s velmi nízkou svěrnou silou. V základním postavení kolejnice spona umožňuje volný pohyb kolejnice. Při příčném klopení se pata kolejnice opře o rameno spony, která umožní další pohyb jen

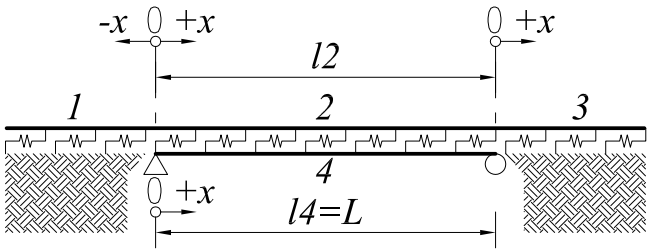


Obr. 1.29: Svěrky s výrazně sníženou svěrnou silou.

v rozsahu vymezeném pevnou zarážkou. Obdobně fungují i pružně svěrky. Tímto typem upevnění lze velmi výrazně snížit podélné namáhání kolejnic vyvozené spolupůsobením mostní konstrukce a BK.

1.5 Základní předpoklady při sestavování teoretického modelu bezstykové koleje a mostu

Teoretický základ, který sestavil prof. Frýba v publikaci [28], 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. 1.30: Prostý nosník s pevným ložiskem na jedné straně mostu.

Systémem vodorovných pružin se zjednodušuje problém tuhosti spojení mezi mostem a kolejnicemi (viz obrázek 1.30). Prof. Frýba v publikaci [28] uvádí, že na

základě expermentálního 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}]. Ve skutečnosti je tato tuhost nelineární (viz obrázek 1.11).

1.5.1 Diferenciální rovnice a jejich řešení

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

$$-N + N + N^{'} - ku\mathrm{d}x = 0 \tag{1.15}$$

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 1.15 dostaneme základní diferenciální rovnici podélného namáhání prutu, kterou můžeme aplikovat na libovolné statické schéma mostní konstrukce s bezstykovou kolejí:

$$-EAu^{'} + ku = 0 \tag{1.16}$$

Pro potřeby pochopení základního principu, jakým způsobem lze tímto výpočetním modelem dosáhnout výsledných výrazů pro stanovení osových sil a podélných posunutí v jednotlivých prutech, postačí nejjednodušší případ prostého nosníku s pevným ložiskem na jedné strane mostu (viz obrázek 1.30).

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 1.30 čísly 1, 2, 3, 4 lze zapsat jako:

$$\begin{aligned} -E_\mathrm{i}A_\mathrm{i}u_\mathrm{i}^{''} + k_\mathrm{i}u_\mathrm{i} = 0, \quad i = 1, 3, \\ -E_2A_2u_2^{''} + k_2(u_2 - u_4) = 0, \\ -E_4A_4u_4^{''} + k_4(u_4 - u_2) = 0. \end{aligned} \tag{1.17}$$

a síly v prutech se vypočtou podle rovnice 1.4 jako:

$$N_\mathrm{x} = E_\mathrm{i}A_\mathrm{i}(u_\mathrm{i}^{'} - \alpha\Delta t). \tag{1.18}$$

kde:

Δt_{i} je rozdíl teploty prutu a jeho základní teploty,
α_{i} je součinitel tepelné roztažnosti.

Jak už bylo řečeno, předpokládá se, že mostní nosník může volně tepelně dilatovat a není závislý na chování bezstykové koleje. Potom řešení pro mostní konstrukci je podle zákona o tepelné roztažnosti:

$$u_4(x) = \alpha_4 \Delta t_4 x \cdots > u'_4(x) = \alpha_4 \Delta t_4 \cdots > u''_4(x) = 0 \cdots > N_4(x) = 0. \tag{1.19}$$

Chceme-li vyřešit soustavu diferenciálních rovnic, je třeba stanovit okrajové podmínky. Ty jsou sestaveny na základě znalostí o chování skutečné sestavy, kde s rostoucí vzdáleností od mostu klesá ovlivnění bezstykové koleje mostní konstrukcí. Tzn., že posunutí v dostatečné vzdálenosti od mostu jsou nulová a rovněž, že posunutí a napětí na styku dvou prutů jsou shodná.

$$\begin{array}{llll} u_1(-\infty) = 0, & u_1(0) = u_2(0), & u_2(l_2) = u_3(0), & u_4(0) = 0, \\ u_3(\infty) = 0, & N_1(0) = N_2(0), & N_2(l_2) = N_3(0), & N_4(l_4) = 0. \end{array} \tag{1.20}$$

Obecné řešení soustavy diferenciálních rovnic 1.17 je:

$$\begin{aligned} u_{\mathrm{i}}(x) &= B_{\mathrm{i}} \mathrm{e}^{\lambda_{\mathrm{i}} x} + C_{\mathrm{i}} \mathrm{e}^{-\lambda_{\mathrm{i}} x}, \quad i = 1, 3, \\ u_2(x) &= B_2 \mathrm{e}^{\lambda_2 x} + C_2 \mathrm{e}^{-\lambda_2 x} + \alpha_4 \Delta t_4 x. \end{aligned} \tag{1.21}$$

kde:

$$\lambda_{\mathrm{i}}^2 = \frac{k_{\mathrm{i}}}{E_{\mathrm{i}} A_{\mathrm{i}}} \tag{1.22}$$

B_{i} a C_{i} jsou konstanty, které se vypočtou po dosazení rovnic 1.21 do okrajových podmínek rovnic 1.20,
k_{i} je součinitel vodorovného podélného uložení kolejnic.

1.5.2 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:

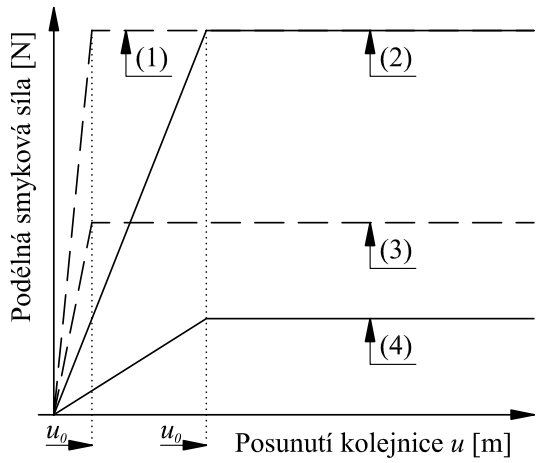
- podmínka pevnosti,
- podmínka spáry při lomu kolejnice,
- podmínka relativního posunu kolejnice a mostu,
- podmínka stability BK.

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.

Od doby vzniku metodiky a stanovení těchto hodnot v publikaci [28], které byly přejaty do národního předpisu, došlo k mírné úpravě původních délek a možných kombinací sestav s ohledem na v současnosti navrhované mosty s BK.

1.6 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.



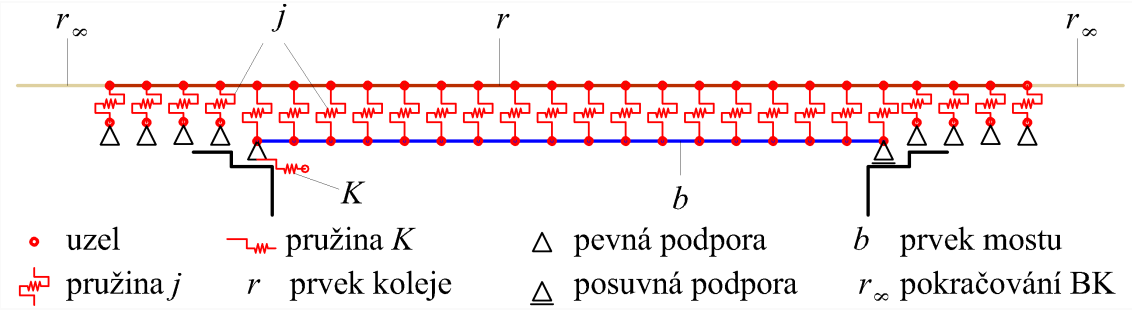
Obr. 1.31: Změna podélné smykové síly s podélným posunutím koleje. (1) Odpor kolejnice v pražci (zatížená kolej bez kolejového lože); (2) Odpor pražce v kolejovém loži (zatížená kolej); (3) Odpor kolejnice v pražci (nezatížená kolej bez kolejového lože); (4) Odpor pražce v kolejovém loži (nezatížená kolej).

Současné požadavky Eurokódu [18] vedou k nelineárnímu průběhu, lépe řečeno bilineárnímu (viz obrázek 1.31), který má alespoň částečně tuto nelineární závislost

vystihnout. Jak ukázaly experimenty, tento průběh lépe vystihuje skutečné chování celého systému zatíženého změnou teploty a ostatních provozních účinků.[1]

1.6.1 Modelování a výpočet

Pro stanovení účinků zatížení ve spolupůsobícím systému koleje a mostu je nutné zohlednit všechny reálné vazby, které olivňují 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. Průběh tuhosti pružiny např. podle obrázku 1.22.



Obr. 1.32: Příklad modelu pro výpočet kombinované odezvy koleje a mostu.

Nelineární pružiny zohledňují chování BK a mostu při jednotlivých účincích zatížení v podélném směru. Mají obvykle bilineární průběh, i když v některých analýzách při kombinaci teplotního zatížení a brzdných a rozjezdových sil je tento průběh dále upravován (např. [41]).

1.6.2 Návrhová kritéria dle ČSN EN 1991-2

Na rozdíl od předchozího analytického přístupu prof. Frýby dává Eurokód projektantům při posuzování bezstykové 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 $R \geq 1\ 500$ m,
- kolej v kolejovém loži s težkými betonovými pražci s maximální osovou vzdáleností 65 cm nebo s ekvivalentní konstrukcí koleje,
- kolej v kolejovém loži, nejméne 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}.

Nižší hodnota pro tlak je stanovena z důvodu omezení možnosti vybočení koleje (ztráty stability) a vychází ze vzpěrné únosnosti koleje. Mezní hodnoty přírůstků napětí byly do Eurokódu [18] převzaty ze Směrnice UIC [21], která se zaměřuje na tuto problematiku. Hodnoty mezních přírůstků vycházejí ze závěrů pracovní skupiny *European Rail Research Institute* (ERRI) *D213 Committee* a byly odvozeny metodikou dovolených namáhání z mezních normálových sil v kolejnicových pásech. V metodice mezních stavů výše uvedené hodnoty mezních přírůstků odpovídají meznímu stavu použitelnosti (*Serviceability limit state* (SLS)). Mezní stav únosnosti kolejnicového pásu tedy není v metodice Eurokódu řešen. Mezní stav únosnosti se uplatní až pro vlastní návrh mostní konstrukce.[8]

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 KDZ,
- 30 mm pro BK přerušenou KDZ a průběžným KL,
- pohyby $\geq$ 30 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 km.h^{-1},
- 2 mm pro max. traťovou rychlost $\geq$ 160 km.h^{-1}.

U přímo upevněných kolejnic se musí zvedací síly (od svislých dopravních zatíženi) v kolejnicových podporách a systémech upevnění posoudit na odpovídající

mezní stavy (včetně únavy) funkčních vlastností kolejnicových podpor a systému upevněni (podrobněji viz kapitola 1.4.4).

Norma dále uvádí zjednodušenou výpočetní metodu, která je platná při splnění výše uvedených návrhových kritérií a stanovuje vlastní meze deformace s omezením dilatační délky konstrukce pro ocelové mosty do 60 m a pro spřažené a betonové mosty do 90 m. V příloze G se dále uvádí výpočetní metoda pro stanovení kombinované odezvy konstrukce a koleje na proměnná zatížení, jejíž uplatnění je podobně jako u předchozí omezeno dilatační délkou konstrukce tentokrát pro všechny mosty do 40 m. Ani jedna metoda neuvádí podrobnější popis stanovených hodnot. V českém prostředí, kde je navíc na celé řadě tratí svršek s kolejnicí 49 E1, jsou tyto podmínky silně omezující.

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.

Všechny výše uvedené podmínky však diskvalifikují celou řadu systémů, ať už z hlediska dilatační délky mostní konstrukce nebo z hlediska skladby železničního svršku. Předpis UIC [21] přichází s jistým doplněním tohoto nedostatku a dává doporučení pro dva základní typy železničního svršku na mostě.

Mosty s kolejovým ložem Posunutí na rozhraní podélného lineárního a smykového odporu:

- $u_0 = 0,5\,\mathrm{mm}$ pro podélný odpor koleje vzhledem k hornímu povrchu konstrukce (při zamrzlém kolejovém loži),
- $u_0 = 2\,\mathrm{mm}$ pro podélný odpor pražce v kolejovém loži.

Běžné hodnoty podélného smykového odporu:

- $k = 12\,\mathrm{kN.m^{-1}}$ odpor pražce v kolejovém loži (nezatížená kolej), průměrně udržovaná trať,
- $k = 20\,\mathrm{kN.m^{-1}}$ odpor pražce v kolejovém loži (nezatížená kolej), dobře udržovaná trať,
- $k = 60\,\mathrm{kN.m^{-1}}$ odpor pražce v kolejovém loži (zatížená kolej) nebo při zamrzlém kolejovém loži.

Mosty bez kolejového lože Posunutí na rozhraní podélného lineárního a smykového odporu:

- $u_0 = 0,5\,\mathrm{mm}$ pro podélný odpor koleje vzhledem k hornímu povrchu konstrukce.

Bežné hodnoty podélného smykového odporu:

- $k = 40\,\mathrm{kN.m^{-1}}$ odpor koleje vzhledem k hornímu povrchu konstrukce (nezatížená kolej),
- $k = 60\,\mathrm{kN.m^{-1}}$ odpor koleje vzhledem k hornímu povrchu konstrukce (zatížená kolej).

Důležitá je zde především hodnota posunutí na rozhraní podélného lineárního a smykového odporu u_0, která je rovněž uvedena v národní příloze NA Eurokódu [18] a poskytuje alespoň základní přehled o tom, kdy přibližně dochází ke smykovému chování mezi mostem a BK při zatížení vnějšími silami.

V laboratorních podmínkách řada výzkumných projektů prokázala platnost rozsahu hodnot odporu koleje na mostních konstrukcích. Jak ale dokazují další autoři při experimentálních měřeních přímo na mostech, nemusí být tato doporučení vždy obecně platná a při každé nové kombinaci parametrů ovlivňujících vzájemné spolupůsobení BK a mostu lze přímými měřeními zjistit, že míra interakce se může vymykat předkládaným standardům. Proto i tato práce se snaží experimentálním výzkumem stanovit hodnoty, které budou vystihovat chování konkrétního spolupůsobícího systému koleje a mostu.

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:

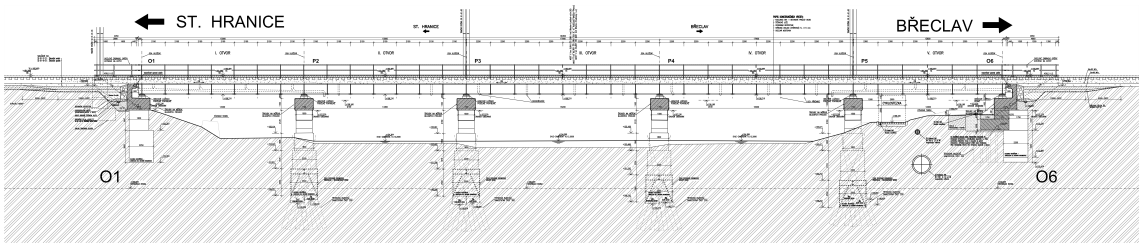
- rozbor stávající metodiky pro určení nejvýše přípustné dilatující délky mostu s bezstykovou kolejí,
- sledování pohybu mostní konstrukce a bezstykové koleje zatížené teplotními změnami geodetickými metodami,
- sledování napěťového stavu mostní konstrukce a bezstykové koleje zatížené teplotními změnami 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 bezstykové koleji,
- využití souboru dat pro stanovení hodnot jednotlivých veličin, které se na spolupůsobení podílejí,
- zhodnocení a stanovení vhodného způsobu měření teploty mostních konstrukcí a bezstykové 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. Šířka mostu v ose je 25,61 m a stavební výška konstrukce je 1,57 m. Osová vzdálenost všech pěti kolejí na mostě je 4,75 m a *volný mostní průřez* (VMP) 3,0. Jedná se v podstatě o tři mostní objekty pro tři železniční tratě. Most je založen v obtížném prostředí navážek, náplavových hlín, písků, štěrků a plastických jílů. Koleje jsou směrově 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.[29]



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

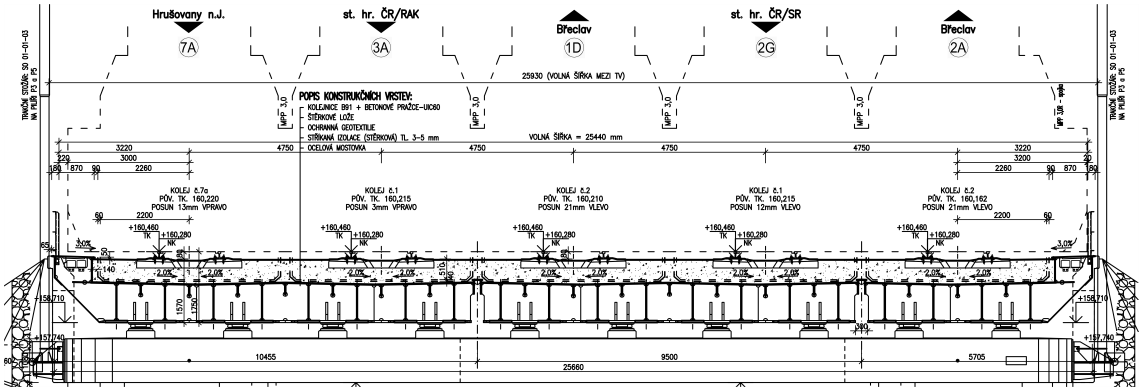
Stávající spodní stavba byla při rekonstrukci očištěna tlakovou vodou a hloubkově přespárována. Dále navazovala pevnostní a výplňová injektáž zdiva. Po provedení těchto úprav byla navržena trysková injektáž podzákladí kvůli zvýšení únosnosti základů pilířů. Posunutá opěra O6 byla založena na části základu zbylého po odbourání svrchní části původní opěry a částečně na bloku zeminy zpevněné opět systémem sloupů tryskové injektáže. U opěry O1 původní založení vyhovělo i pro nová zatížení, základy tedy nebylo potřeba zesilovat.[29]

Původní konstrukce mostu byla odstraněna v roce 2009 z důvodu nemožnosti zvýšení přechodnosti pro UIC-D4/120, bránila rozvinutí jižního zhlaví žst. Břeclav a zvýšení traťové rychlosti až na 120 km/hod. S ohledem na geologii a požadavek na extrémně stlačenou stavební výšku bylo rozhodnuto o nahrazení hlavní nosné konstrukce se zachováním spodní stavby.[29]

V době přípravy projektové dokumentace ještě nevešla obecně v podvědomí kritéria z poměrně čerstvě zavedeného národního překladu evropské normy ČSN EN 1991-2[18], 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[6]. 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 na břeclavské straně a jejím posunutí a tím i zkrácení délky přemostění. Nebylo však bráno v potaz, že pouze čtyři z pěti převáděných kolejí jsou navrženy v soustavě svršku UIC 60. Jedna kolej je s kolejnicemi 49 E1, což by znamenalo úpravu dilatační délky nosné konstrukce podle tabulky z předpisu [6] o dalších 20 m 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 kolejnicemi 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 kolejnic 49 E1 na betonových pražcích B 91S/2 s pružným upevněním W 14. Staničení mostu stoupá od Hrušovan směrem k Břeclavi.

3.2 Parametry mostu a bezstykové 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:

Základní údaje o nosné konstrukci		**Základní údaje o spodní stavbě**	
Označení	**NK1**	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

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 zešikmeny 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.

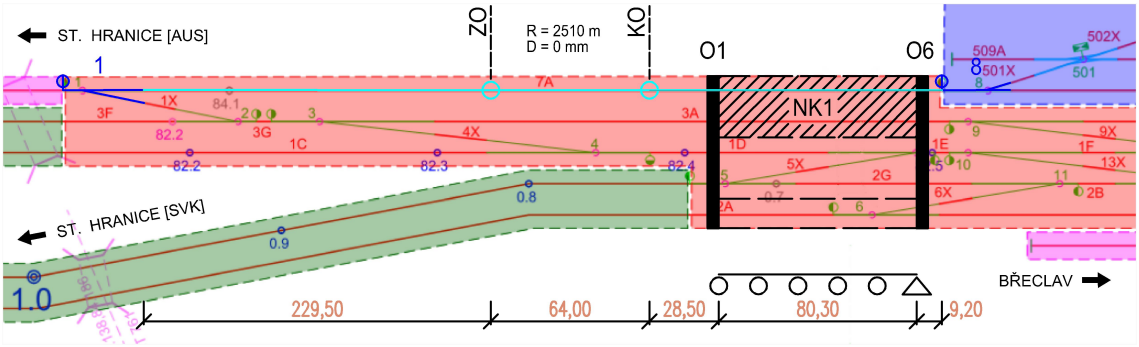
BEZSTYKOVÁ KOLEJ

Jak už bylo řečeno dříve, na mostě se sbíhají 3 různé tratě, z toho jsou 2 dvoukolejné a jedna jednokolejná. Ve všech kolejích je zřízena BK včetně kolejových spojek na mostě ležících. Délka nosné konstrukce byla přizpůsobena tak, aby vyhověla požadavkům předpisu [6] 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 [19] na výšku obrysu nutného kolejového lože. Tloušťka je měřená v příčném řezu svisle dolů od spojnice středů úložných ploch pražce. Kolejové lože od stříkané polyuretanové hydroizolace mostovky odděluje pouze netkaná geotextílie.

Na obrázku 3.3 je znázorněno schéma kolejiště na mostě a v jeho okolí. Jak je vidět, kolej 7A leží mezi výhybkami č. 1 a 8.



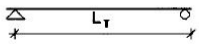
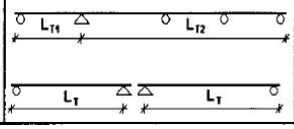
Obr. 3.3: Schéma kolejiště v okolí mostu v km 82,467 v žst. Břeclav.

Od koncového styku výhybky č. 1 probíhá kolej ve směrové přímé až po začátek oblouku bez převýšení o poloměru 2510 m. Konec oblouku se nachází 28,5 m za osou kluzných ložisek na opěře O1. V bezprostřední blízkosti konce NK1 na opěře O6 je umístěn výměnový styk výhybky č. 8, přesně 9,2 m za osou pevných ložisek.

Obr. 3.4: Pohled na kolejiště na mostě ve směru Hrušovany n. J. (kolej 7A vpravo).

3.3 Zdůvodnění výběru sledovaného systému

Jak už bylo řečeno výše, zmiňovaný most značně přesahuje svou dilatační délkou požadavky stanovené předpisem [6] (o 20 m, což je 25 %) viz obrázek 3.5.

Případ č.	Uspořádání mostních ložisek a dilatující délka L_T	Tvar kolejnice 2)	Mosty s nosnými konstrukcemi								
			ocelovými					ocelobetonovými		betonovými	
			s kolejovým ložem		s mostnicemi uloženými		s přímým uložením koleje	s kolejovým ložem		s kolejovým ložem	
			pražce					pražce		pražce	
			dřevěné	betonové	centricky	plošně		dřevěné	betonové	dřevěné	betonové
			L_T [m]								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1											
2		R 65	125	90	70	23	20	160	120	180	130
		UIC 60	110	80	66	23	20	140	103	156	113
		TS 49	85	60	60	23	20	100	70	110	80

Obr. 3.5: Největší přípustné dilatační délky L_T nosných konstrukcí mostů pro zřízení BK

Proto také byl tento most jedním z pěti, který byl zařazen do dlouhodobého sledování v rámci výzkumného projektu ve spolupráci Správy železniční dopravní cesty (dále jen SŽDC) a Vysokého učení technického v Brně (dále jen VUT). Projekt s názvem „**Interakce koleje a mostů s velkými dilatačními délkami**“ měl za cíl sledovat chování mostů s BK, které svou délkou přesahovali dovolené meze dle předpisu [6].

Dalším důvodem byl zcela bezproblémový stav BK (dle vyjádření místního správce tratí), od doby jejího zřízení v roce 2009, se standardním složením kolejového roštu odpovídajícímu běžné koleji na zemním tělese.

3.4 Základní informace o provedených metodách monitoringu

Celý experiment byl rozložen do dvou fází, které probíhaly nezávisle na sobě:

1. FÁZE I: **Geodetická měření polohy mostní konstrukce a bezstykové koleje** v rámci projektu „**Interakce koleje a mostů s velkými dilatačními délkami**“ s označením HS12257021210001 ve spolupráci SŽDC a VUT v letech 2013 až 2015 založeném na geodetickém sledování posunutí mostní konstrukce a BK v závislosti na změnách teploty.
2. FÁZE II: **Tenzometrická měření napjatostního stavu bezstykové koleje** v rámci projektu specifického výzkumu VUT „**Sledování bezstykové**

koleje na mostě“ s označením FAST-J-14-2528 v roce 2016 založeném na sledování napěťového stavu BK pomocí tenzometrie v závislosti na změnách teploty.

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

Předmětem řešení bylo sledování a vyhodnocování interakce mostu a koleje s cílem stanovit podklady pro připravovanou národní přílohu ČSN EN 1991-2[18] a pro aktualizaci tabulky přípustných dilatačních délek předpisu SŽDC S3[6]. Měření zajišťoval Ústav geodézie z Fakulty stavební a všechna vyhodnocení a závěry, na kterých jsem se podílel, jsou shrnuty v závěrečné zprávě [30]. Most v km 82,467 v žst. Břeclav byl jedním z pěti sledovaných mostů.

U této mostní konstrukce bylo ve Fázi I sledováno:

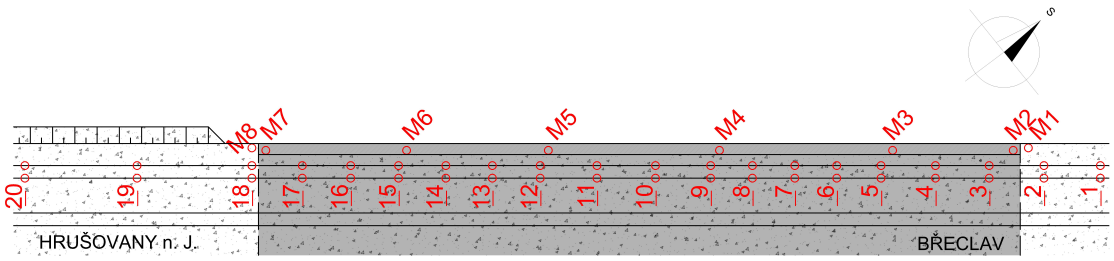
- posunutí kolejnicových pásů v závislosti na teplotě kolejnic,
- posunutí mostní nosné konstrukce NK1 v závislosti na její teplotě.

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[6],
- 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. Prvním krokem byl výběr umístění měřických bodů, na obou kolejnicových pásech 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). Dále byla stanovena dvě stanoviska pro totální stanice na obou opěrách mostu.[30]

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



Obr. 3.6: Uspořádání geodeticky měřených bodů na mostě.

faktorů (především teploty kolejnic a mostní konstrukce). Jejich stabilizace byla provedena jemným důlkem ϕ 1 m vyraženým důlčíkem na vnější nepojížděné hraně hlav kolejnic. Tyto body byly očíslovány a barevně označeny na stojině kolejnic. 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. Jako vztažné byly stabilizovány stanoviskové body na obou opěrách (viz obrázek 3.7) a na každém z nich byla zaměřena osnova vnějších orientačních směrů na trvale signalizované okolní body sloužící k jednotné orientaci směrů na zaměřované body.[30]

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).

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

INSTRUMENTACE MĚŘENÍ

Pro geodetická měření byly použity 2 přesné totální stanice Topcon a speciální měřící vozík. Dále byly použity měřící pomůcky pro měření teploty a tlaku.

Totální stanice Totální stanice **Topcon GTS – 6A** byla nasazena pro přímá měření na mostě. Totální stanice **Topcon GPT – 6001N** byla použita pro kalibraci. Hodnoty zjištěné kalibrací byly použity pro stanovení přesnosti a k výpočtu chyb.

totální stanice	**délková přesnost**	**úhlová přesnost(směr)**
Topcon GTS – 6A	3 mm + 2 ppm	0,3 mgon
Topcon GTP – 6001N	2 mm + 2 ppm	0,3 mgon

Tab. 3.3: Přístrojové chyby totálních stanic udávané výrobcem.

Současně se zohledněním přístrojových chyb bylo nutné udělat rozhodnutí o tom, zda došlo k posunutí bodu, či nikoliv, což nebylo vždy jednoznačné. Zvláště při malých hodnotách posunutí bylo nutno rozhodnout, zda posun nastal nebo se naměřená hodnota posunu pohybuje pouze v rozmezí měřických chyb. Pro tento účel byl zaveden systém statistického testování pomocí intervalu spolehlivosti, který se řídil těmito vztahy:

$ds < m_{\mathrm{ds}}$	posun nenastal,
$m_{\mathrm{ds}} ds < \delta_{\mathrm{ds}}$	posun možný, ale neprokázaný,
$\delta_{\mathrm{ds}} \leq ds$	posun nastal (s pravděpodobností 95%),
kde: ds	je hodnota podélného posunu,
m_{ds}	je střední chyba podélného posunu,
$\delta_{\mathrm{ds}} = 2 \cdot m_{\mathrm{ds}}$	je mezní chyba podélného posunu.[43]

Obr. 3.7: Poloha totálních stanic na stabilizovaných bodech.

Speciální měřící vozík Pro realizaci zvolené metodiky měření bylo navrženo a vyrobeno originální speciální měřící zařízení (typové označení **ZF**), které bylo vybaveno přesným nastavovacím a čtecím zařízením pro oba kolejnicové pásy, a které dále sloužilo jako nosič dálkoměrných odrazných hranolů. Speciální měřící vozík byl použit pro měření bodů profilů na obou kolejnicových pásech najednou. Před samotným uvedením do provozu byl kalibrován v laboratorních podmínkách na Ústavu geodézie Fakulty stavební VUT.

Je konstruován jako pravoúhlý trojúhelník. Základním prvkem zařízení je nosný profil U o délce 1000 mm opatřený pojízdnými ložisky a přítlačným prvkem pro vymezení příčné vůle. Na profilu je umístěn nosič pro umístění přijímací GNSS antény s nakláněcím adaptérem a trubicovou libelou pro horizontaci zařízení, a dva univerzální šrouby pro upevnění dálkoměrných odrazných hranolů. Jednotlivé konstrukční prvky a umístění měřících prvků jsou patrné z obrázku 3.8.

Obr. 3.8: Konstrukce speciálního měřícího vozíku včetně technického vybavení.

Toto uspořádání umožňuje trojí měření najednou. Na boční vnější stěně je umístěna nastavovací ryska opatřená střechovým hranolem pro přesné nastavení ve směru vertikálním. Na opačném konci zařízení je umístěn čtecí hranol s možností příčného posuvu, umožňující určování vzájemného podélného posunu obou kolejnic. Čtení je opět umožněno speciální konstrukcí hranolu a stupnice ve vertikálním směru. Poloha bodů jednoho (v tomto případě levého) kolejnicového pásu se určuje přímým měřením, poloha bodů druhého (pravého) kolejnicového pásu se určuje relativně vzhledem k prvnímu pásu čtením odchylek na milimetrové stupničce upevněné na pravoúhlém rameni (přesnost odečtu 0,1 mm). Zařízení ZF je koncipováno pro nezávislé měření GNSS, EDM a analogové určování posunů. [31]

Teploměry Snímaní teploty mostní konstrukce i BK bylo prováděno bodově pomocí **infračerveného teploměru IR 1200-50D** (viz obrázek 3.10). Jedná se o teploměr s velkým rozsahem měření od $-50\,°C$ do $+1200\,°C$ a s přesností měření $0,1\,°C$.

Obr. 3.9: Měření teploty BK.

Měření teplot bylo přizpůsobeno povaze geodetických měření, při kterých byly všechny body vyznačené na kolejnicových pásech měřeny dvakrát (tam a zpět) a jednou na mostní konstrukci. Proto také v těchto bodech byla měřena teplota souběžně s měřením tam a poté zpět, a na závěr teplota mostní konstrukce, která má větší setrvačnost a není tolik náchylná na změnu povětrnostních podmínek. Na mostní konstrukci byla zjišťována teplota v následujících místech: na horní pásnici mezi chodníkovými plechy přímo v místě geodetických bodů M2 – M7, dva na stojině vnějšího hlavního nosníku nad kluzným a pevným ložiskem a jeden bod zespodu ocelové mostovky. Teplota v místě geodetických bodů kvůli častému oslunění byla příliš zkreslená ve vztahu k naměřeným teplotám v dalších místech, proto tyto hodnoty nebyly v dalších výpočtech uvažovány.

Teplota BK byla snímaná ve všech dvaceti geodetických profilech podle schématu z obrázku 3.9. Červené šipky směřují na zastíněnou stranu. Z dvojic hodnot změřených na hlavě a stojině kolejnicových pásů byly vypočítány průměrné hodnoty v každém řezu a ty vstupovaly do dalších výpočtů.

Obr. 3.10: Infračervený tepoměr IR 1200-50D

3.4.2 FÁZE II: Tenzometrická měření napjatostního stavu bezstykové koleje

Cílem Fáze II bylo doplnění geodetického sledování posunů mostu a koleje o poznatky z hlediska napěťového stavu BK. 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.

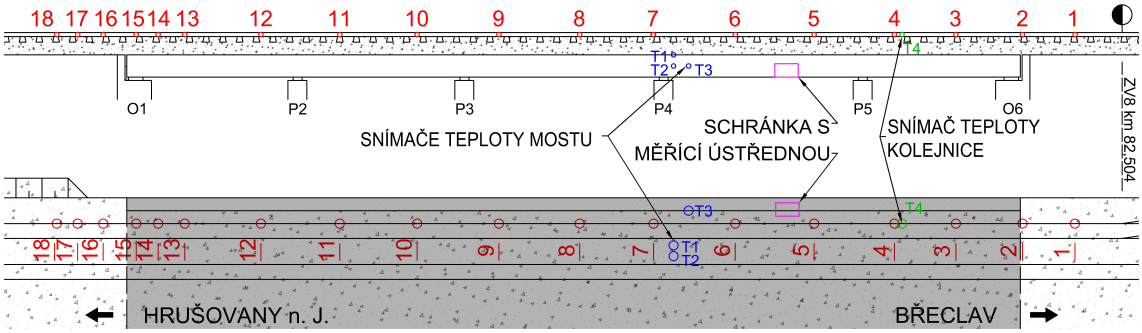
Ve Fázi II byly shromažďovány údaje z instalovaných odporových tenzometrů a teplotních čidel o:

- 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 3.11). Dalším důvodem pro osazení pouze jednoho pásu bylo bezpečnostní hledisko, protože veškeré práce probíhaly v provozované koleji a případná instalace měření na pravém kolejnicovém pásu z vnější strany by znamenala zásah do průjezdného průřezu vedlejší koleje poměrně silně zatížené tranzitní nákladní dopravou do Rakouska.



Obr. 3.11: Půdorys a řez se schématem instalované měřící sestavy.

Body na levém kolejnicovém pásu																	
18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
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. 3.4: Poloha tenzometrů ve vztahu k počátku NK1 na straně pevných ložisek

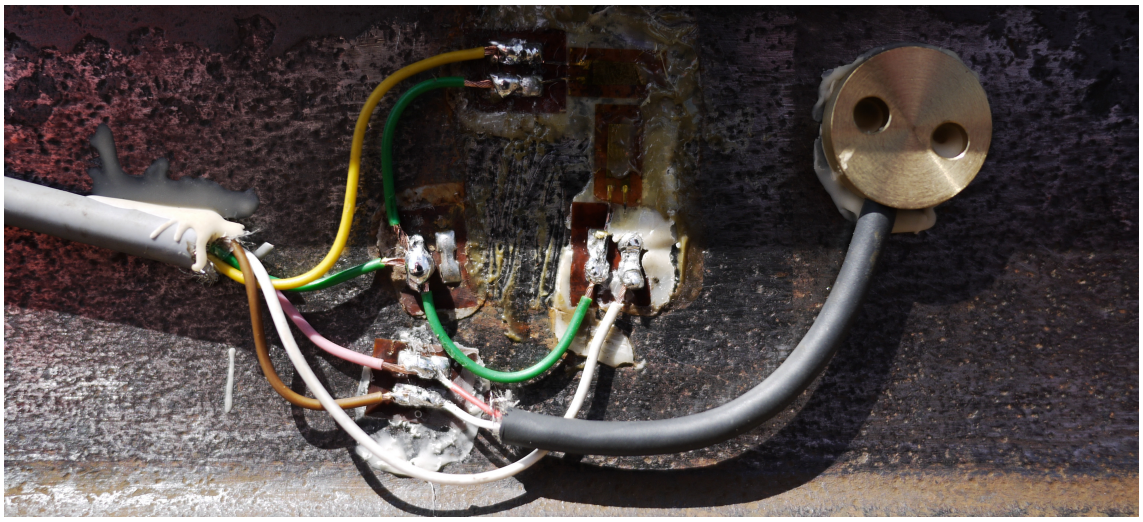
Stejně jako tomu bylo u geodetických měření, i v tomto případě jsou všechny relativní souřadnice odměřovány od začátku NK1 na straně pevných ložisek. Tabulka 3.4 uvádí polohu všech instalovaných tenzometrických polomostů na levém

kolejnicovém pásu ve vztahu k počátku souřadného systému. Body jsou číslovány proti směru skutečného staničení trati z důvodu zachování stejného směru, kterého bylo použito již při geodetických měřeních.

INSTRUMENTACE MĚŘENÍ

Měřící soustava se skládala z odporových tenzometrů umístěných na levém kolejnicovém pásu, teplotních čidel na kolejnicích a mostní konstrukci, měřící ústředny a jejího napájení umístěných v uzamykatelné kovové schránce na spodním líci nosné konstrukce ve čtvrtém mostním poli mezi pilíři P4 a P5 a kabeláže vedené v chráničkách v kolejovém loži sbíhající se do centrálního svazku protaženého pod chodníkovými plechy směrem k ústředně (viz obrázek 3.11).

Odporové tenzometry Základní veličina, podélné poměrné přetvoření kolejnicového pásu ϵ [µm.m^{-1}], byla snímána pomocí fóliových odporových tenzometrů s typovým označením **6/120 LY11** a deformačním součinitelem citlivosti (k-faktor) k=2,05. Po důkladném očistění stojiny kolejnice (vybroušení a chemickém ošetření) byly v každém měřeném bodě umístěny dvojice tenzometrů a zapojeny do polomostu, což ve skutečnosti znamenalo nalepení podélného aktivního tenzometru přímo v neutrální ose kolejnice a svisle k němu příčného kompenzačního tenzometru (viz jinde např. [33]). Tím bylo zajištěno přímé měření poměrného přetvoření v podélné ose kolejnice. Díky využití zesilovače v měřící ústředně byl dostatečně korigován vliv odporu kabeláže mezi odporovými tenzometry a měřící ústřednou.

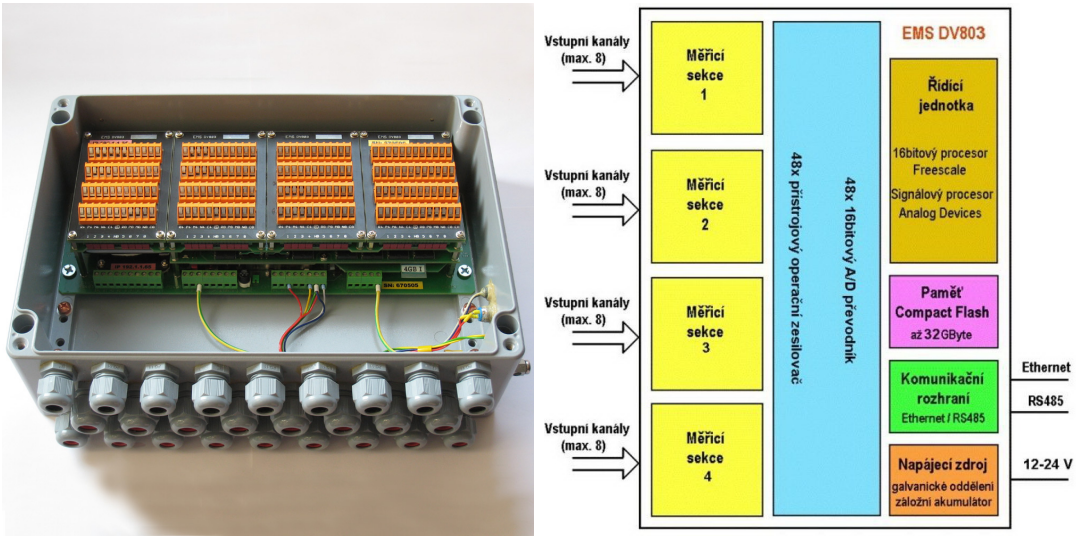


Obr. 3.12: Měřený bod č. 4 se zapojením tenzometrů v polomostu a snímačem teploty před aplikací ochranného tmelu.

Po nalepení tenzometrů byly kontakty naletovány na pájecí plošky a propojeny s vodiči kabelů. Tenzometry a nechráněné části vodičů byly ihned překryty vrst-

vou polyuretanového laku. Po odzkoušení funkčností jednotlivých tenzometrů byla celá sestava překryta silikonovým tmelem s hliníkovou fólií pro zajištění maximální ochrany před povětrností. Vzhledem k přítomnosti lávky pro pěší v těsné blízkosti NK1, zvýšenému pohybu a dostupnosti mostní konstrukce byly všechny měřické pomůcky instalovány tak, aby nebyly pro kolemjdoucí viditelné. Proto byla pro lepení tenzometrů vybrána pravá strana levého kolejnicového pásu, která byla orientována na jihovýchod, ale směrem do kolejiště. Z hlediska zastínění by zřejmě byla výhodnější levá severozápadní strana pásu, ale obavy o trvanlivost montáže tuto možnost vyloučily.

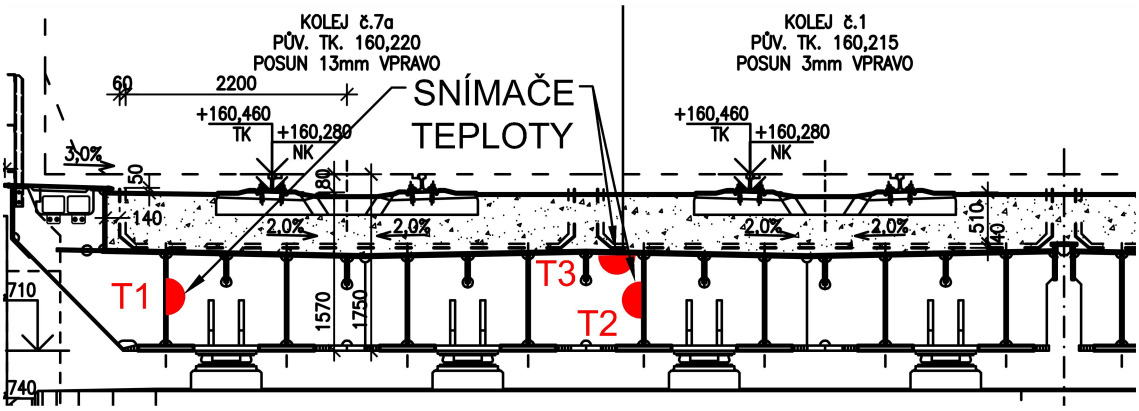
Měřící ústředna Měřící ústřednu zapůjčil *Ústav aplikované mechaniky Brno, s.r.o.* (ÚAM Brno), staral se o její běh a stahování dat. Ústředna **EMS DV 803** disponovala 32 měřenými kanály, což pro potřeby předmětného monitoringu, který vyžadoval zapojení na 22 kanálech, bylo dostačující. Součástí každého kanálu byl předzesilovač a samostatný převodník. Konstanta K pro měřený odpor 120 Ω činila 6470 µV/V. Naměřená data byla přímo ukládána do interní paměti a přenos do počítače se odehrával přes ethernetové rozhraní.[32]



Obr. 3.13: Měřící ústředna EMS DV 803 v kovové skříni a její blokové schéma.

Nedostatkem měřící soustavy byla absence síťového zdroje elektrického proudu. Pro zaznamenání delšího časového pásma byl rovněž nedostatečný interní akumulátor s max. výdrží 7 hodin, proto byla za zdroj elektrické energie zvolena autobaterie o napětí 12 V. S tímto zdrojem byla celá sestava schopna běžet při dané frekvenci sběru dat nejvýše 76 hodin. Poté se baterie musela vyměnit za náhradní s plnou kapacitou.

Snímače teploty Pro měření změny teploty mostní konstrukce a BK byly použity odporové snímače teploty **TG7 s čidlem teploty Pt100/3850**, které je umístěno v mosazném pouzdře. Snímač je určen pro měření povrchové teploty pevných látek s hladkým povrchem v rozsahu od −30 °C do 200 °C. Všechny snímače byly nalepeny na kolejnicový pás a mostní konstrukci podle schématu na obrázku 3.11 ve dvouvodičovém zapojení. Celkem byly umístěny 4 snímače, tři na mostní konstrukci a jeden na stojině kolejnice v bodě měření č. 4 (viz obrázek 3.12). Po instalaci bylo zajištěno odizolování snímačů od vlivu okolního prostředí vrstvou silikonového tmelu.



Obr. 3.14: Umístění snímačů teploty na NK1.

Snímače na mostní konstrukci byly záměrně umístěny na vnější a vnitřní stojiny hlavních nosníků a na spodní stranu mostovkového plechu podle detailu na obrázku 3.14. Cílem bylo zkoumat rozdíly naměřených teplot z jednotlivých snímačů a tím získat představu o teplotním spádu mostní konstrukce. Podle bodových měření infračervenými teploměry z předchozí Fáze I se očekávalo, že teplotní setrvačnost na vnější stojině nebude tak velká jako u vnitřních částí.

4 ROZBOR NAMĚŘENÝCH DAT

Všechna měření ve Fázi I a II byla rozdělena do etap kvůli povaze samotného měření. V obou případech měření byla přerušována a ve zvolených intervalech periodicky opakována.

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

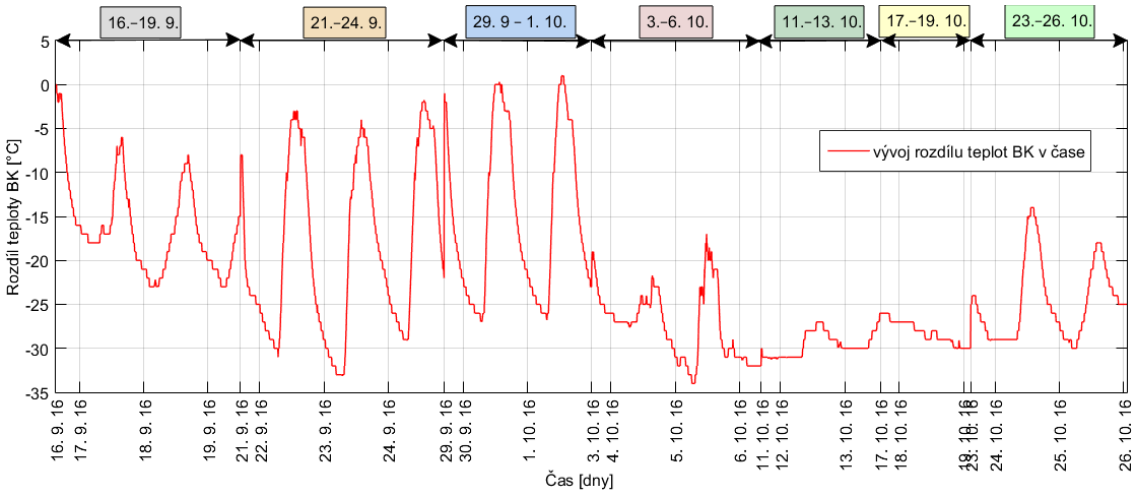
Ve Fázi II bylo měření limitováno dobou, po kterou byla k dispozici měřící ústředna. V období přibližně jednoho měsíce bylo proto snahou zajistit dostatečný počet záznamů pro následnou analýzu. Sběr dat probíhal každou sekundu v době, kdy byla měřící ústředna v provozu.

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.

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

Měřící 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 ochlazování mostní konstrukce. V průběhu času však docházelo k cyklickým poklesům a růstu teplot kolejnic, jak je vidět na obrázku 4.1.



Obr. 4.1: 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.

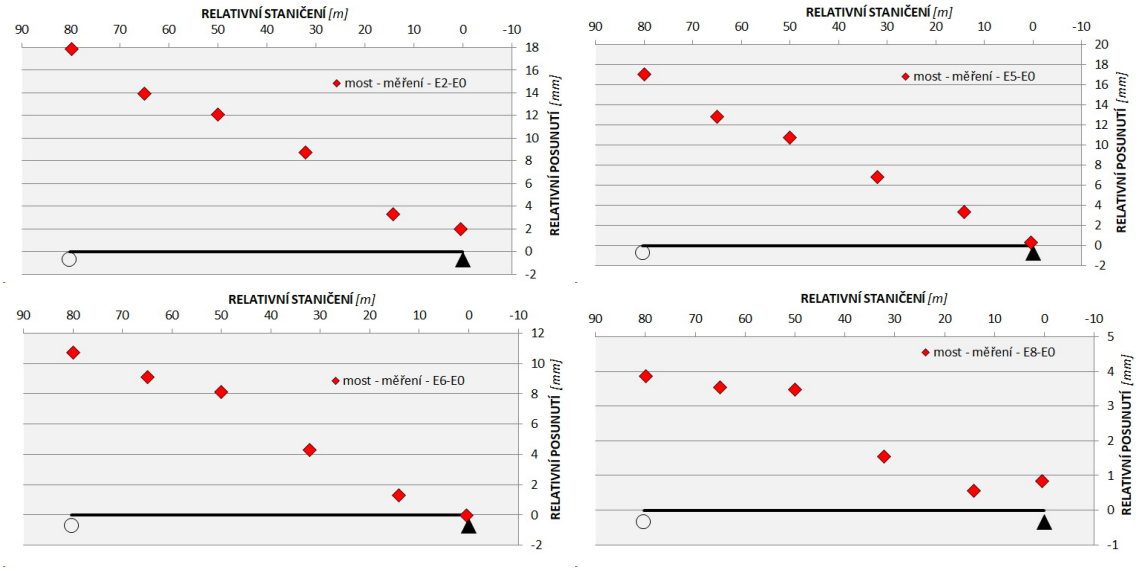
5 VYHODNOCENÍ NAMĚŘENÝCH DAT

5.1 Stanovení ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce

Jak vyplývá již z předešlých prací zabývajících se mírou spolupůsobení mostů a BK (např. [28]), tak i v tomto případě bylo potřeba se zabývat délkovou teplotní roztažností mostní konstrukce, která se ve skutečnosti zpravidla liší od teplotní roztažnosti čistě podle druhu materiálu.

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 [28]), 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. 5.1: 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 4.1.

Všechna data (podélná posunutí) zjištěná pomocí experimentálního měření v průběhu devíti etap (E0 – E8) byla využita pro aproximaci hledaného řešení součinitele α_{m}. Data byla proložena předem známou aproximační funkcí z rovnice 1.8 uvedenou výše. Grafem této funkce je přímka. 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. S využitím síly programu Matlab byl prohledán parametrický prostor, který byl diskretizován a na něm hledáno optimum funkce. Bylo nutné stanovit velikost chyby, která vznikla při aproximaci. K tomu posloužil výpočet rezidua:

$$e_{\mathrm{i}} = Y_{\mathrm{i}} - \hat{Y}_{\mathrm{i}} \tag{5.1}$$

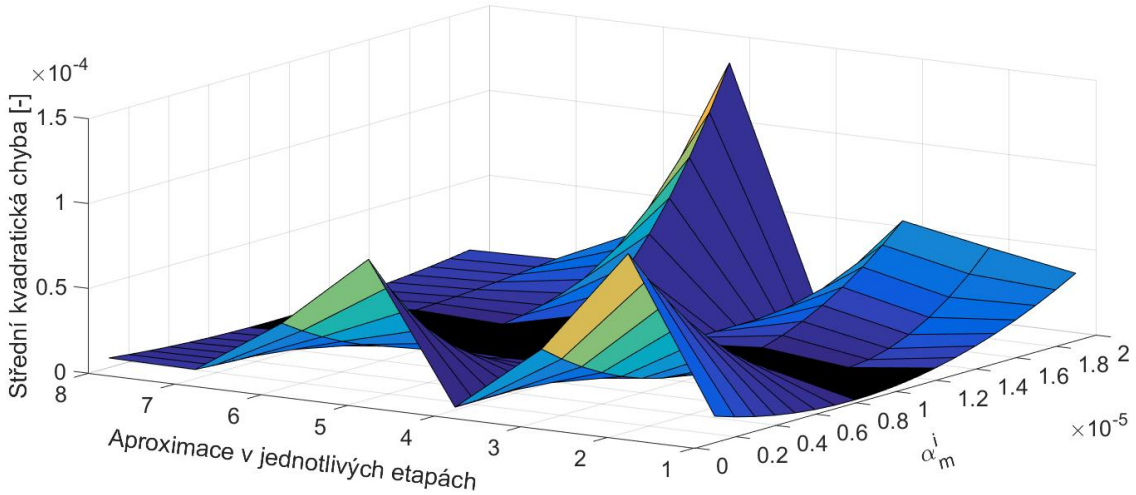
Z podstaty samotného vymezení této metody byl potřeba pro odhad parametru regresní funkce minimalizovat reziduální součet pomocí následujícího vztahu:

$$S_{\mathrm{e}}^2 = \sum_{\mathrm{i}=1}^{\mathrm{n}} (Y_{\mathrm{i}} - \hat{Y}_{\mathrm{i}})^2 \tag{5.2}$$

Hledáno tedy bylo minimum výrazu 5.2, kde:

Y_{i} jsou konkrétní hodnoty posunutí zjištěné měřením,

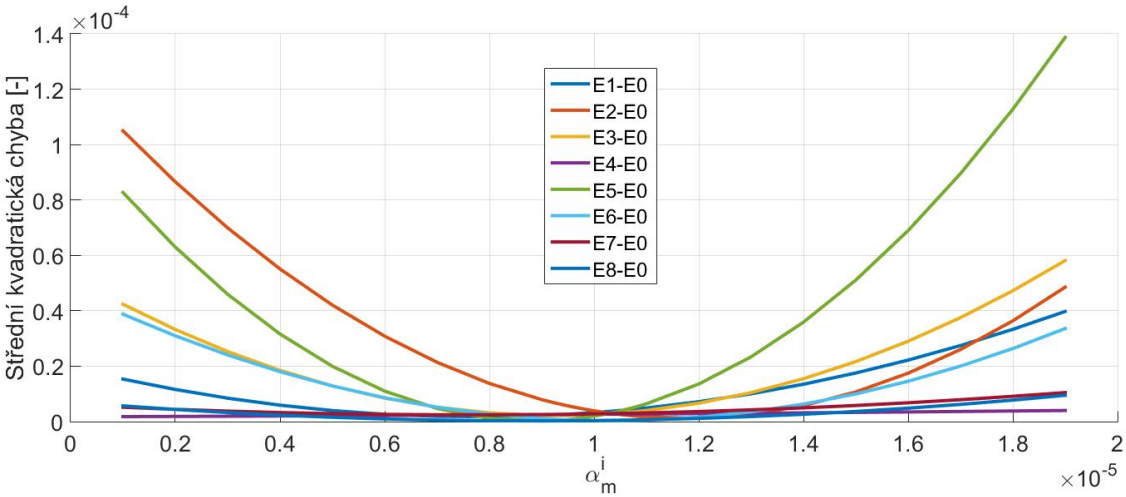
$\hat{Y}_{\mathrm{i}}$ jsou hodnoty posunutí získané při hledání minima funkce z rovnice 1.8 na parametrickém prostoru neznámé veličiny $\alpha_{\mathrm{m}}^{\mathrm{i}}$.



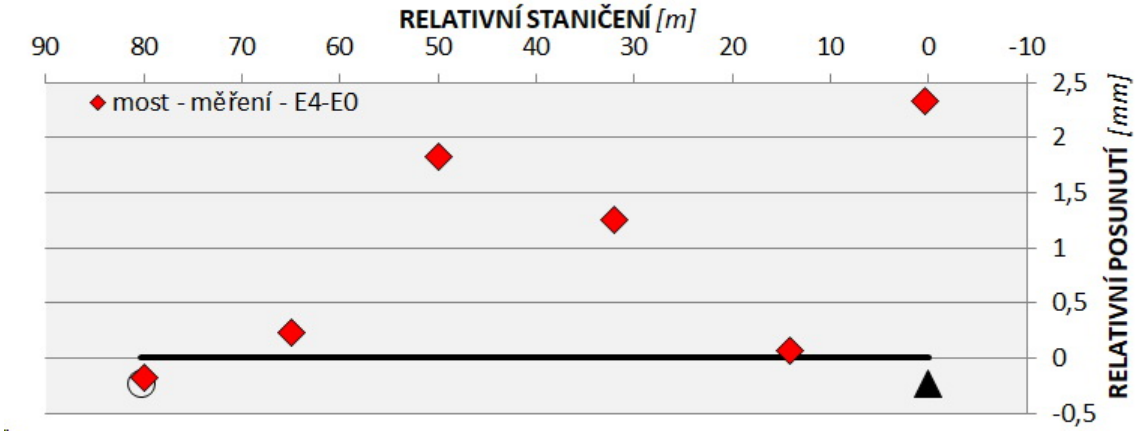
Obr. 5.2: Reziduální součty řídících funkcí s proměnnou $\alpha_{\mathrm{m}}^{\mathrm{i}}$ na prohledávaném parametrickém prostoru.

Parametrický prostor součinitele podélné tepelné roztažnosti mostní konstrukce $\alpha_{\mathrm{m}}^{\mathrm{i}}$ byl standardně prohledáván s krokem $1 \cdot 10^{-6}\,\mathrm{K}^{-1}$. Na obrázku 5.2 je černým

pruhem znázorněna oblast, ve které bylo očekáváno minimum střední kvadratické chyby řídících rovnic. V této oblasti byl krok iterace stonásobně kratší $1 \cdot 10^{-8}\,\mathrm{K}^{-1}$ pro přesné určení absolutního minima za všechny řídící funkce. Šířka oblasti je $8 - 12 \cdot 10^{-6}\,\mathrm{K}^{-1}$.



Na obrázku 5.1 jsou vidět minima řídících 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 4.1). Proto rozdíl v posunutí mostní konstrukce v etapě E4 vůči etapě E0 byl tak malý, že se odehrával v rozsahu chyby měření totálními stanicemi (viz obrázek 5.3).



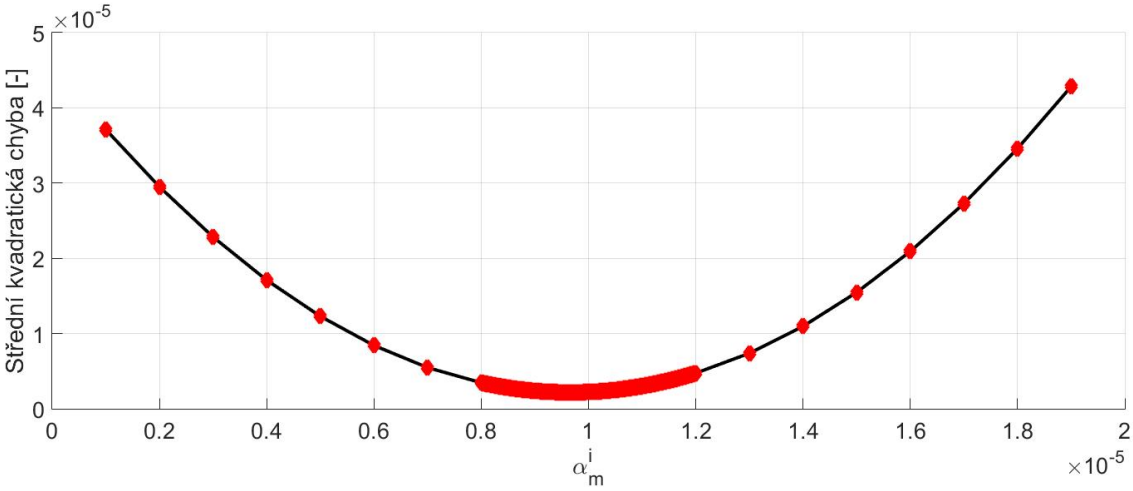
Obr. 5.3: Rozdíl posunutí mostní konstrukce v etapě E4 vůči etapě E0.

Přesto toto měření bylo součástí vyhodnocení, právě kvůli minimální hodnotě střední kvadratické chyby aproximované na datech skutečného posunutí. Jak je vidět na obrázku 5.1, její hodnota je v celé šíři parametrického prostoru téměř konstantní, proto při hledání absolutně nejmenšího součtu chyb v jednotlivých řezech nemá zásadní význam.

Etapa	E1-E0	E2-E0	E3-E0	E4-E0	E5-E0	E6-E0	E7-E0	E8-E0
$\boldsymbol{\alpha_m^i}$ [K^{-1}]	**8,0** $\cdot 10^{-6}$	**11,7** $\cdot 10^{-6}$	**9.3** $\cdot 10^{-6}$	**1,0** $\cdot 10^{-6}$	**8,8** $\cdot 10^{-6}$	**10.3** $\cdot 10^{-6}$	**8,0** $\cdot 10^{-6}$	**8,8** $\cdot 10^{-6}$

Tab. 5.1: Přehled dílčích hodnot součinitele $\alpha_{\mathrm{m}}^{\mathrm{i}}$ po aproximaci v jednotlivých etapách.

V tabulce 5.1 jsou uvedeny dílčí hodnoty součinitele $\alpha_{\mathrm{m}}^{\mathrm{i}}$ v jednotlivých etapách. Je vidět, že kromě výše zmiňované etapy E4, všechny ostatní hodnoty jsou v očekávaném rozmezí $8 - 12 \cdot 10^{-6}\,\mathrm{K}^{-1}$. Výsledná hodnota α_{m} je znázorněna na obrázku 5.4 jako průměr středních kvadratických chyb funkcí jednotlivých etap přes všechna iterovaná $\alpha_{\mathrm{m}}^{\mathrm{i}}$.



Obr. 5.4: Výsledná hodnota α_{m} jako minimum řídících funkcí.

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

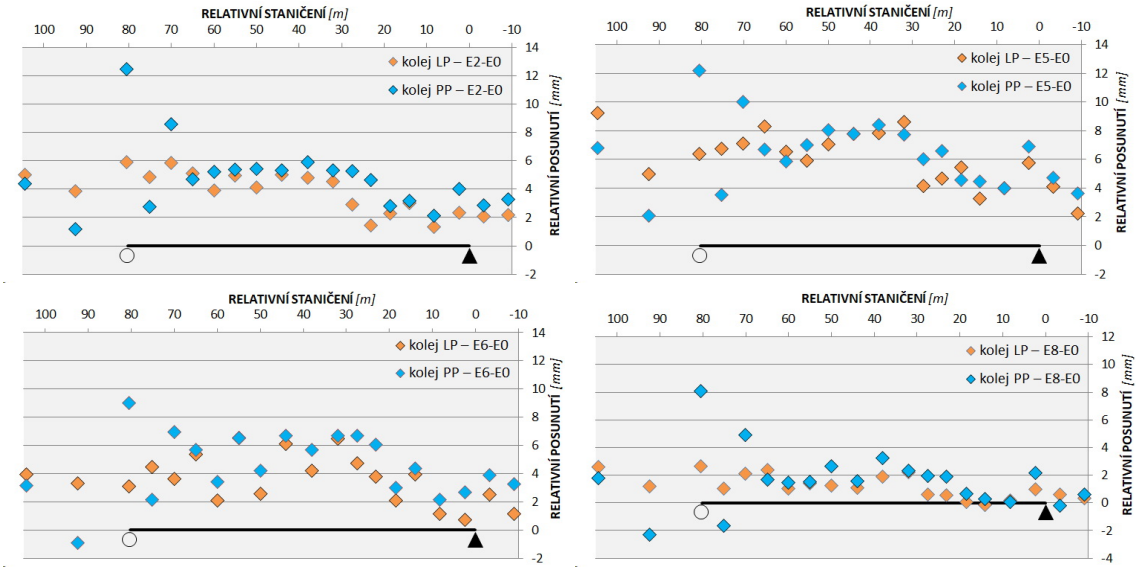
$$\boldsymbol{\alpha_m = 9{,}66 \cdot 10^{-6}}\,\mathrm{K}^{-1}.$$

Ve srovnání s hodnotou součinitele tepelné roztažnosti uvedenou v publikaci [28] v tabulce 14.7, kde se uvádí $\alpha_0 = 6 \cdot 10^{-6}\,\mathrm{K}^{-1}$ pro ocelové mosty s kolejovým ložem, je tato hodnota asi o 50% vyšší. Avšak při pohledu do novějších experimentálních výzkumů (např. experimentální měření na Znojemském viaduktu [34] nebo na mostě v Kolíně [35]) 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 – $\alpha_{\mathrm{m}} = 9{,}7 \cdot 10^{-6}\,\mathrm{K}^{-1}$, Kolín – $\alpha_{\mathrm{m}} = 8{,}5$ a $9{,}5 \cdot 10^{-6}\,\mathrm{K}^{-1}$).

5.2 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 3.6) byla sledována změna jejich polohy od výchozí Etapy 0. Opět pro všechny etapy platí teplotní podmínky podle tabulky 4.1.

Odlišně od předchozí kapitoly, kde mohl být zanedbán vliv BK na most vzhledem k jejich průřezovým charakteristikám, bude v tomto vyhodnocení podélného odporu uvažováno se všemi daty zjištěnými během jednotlivých etap, protože dilatační pohyby mostní konstrukce tvoří s posunutím BK jeden spolupůsobící celek.



Obr. 5.5: 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).

Tento jev se podařilo zachytit ve všech etapách, avšak ne zcela uspokojivě vysvětlit. Může se jednat o vliv, kdy v daném časovém okamžiku v pravém kolejnicovém pásu nebyly rovnoměrně rozděleny vnitřní síly a k přerozdělení a ustálení stavu došlo až po ukončení měření ve výchozí etapě. Přesto tato skutečnost neměla na výsledné hodnoty zásadní vliv, protože se jednalo pouze o 4 body z celkových 40 sledovaných bodů na obou kolejnicových pásech.

Vyhodnocení dat probíhalo obdobným způsobem, jako při stanovení ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce α_m. Tzn., že byla opět využita všechna naměřená podélná posunutí kolejnicových pásů. Přestože relativní posunutí kolejnicových pásů nebyla totožná, nebylo by v souladu s vystižením chování celé koleje, vyhodnocovat každý kolejnicový pás zvlášť. Proto hodnoty relativních posunutí byly pro každý řez průměrovány ve všech etapách. Jak bylo ukázáno výše, tímto se nedopouštím větší chyby, protože hodnoty na obou pásech jsou velmi podobné s výjimkou oblasti nad kluznými ložisky.

Na základě principů popsaných v kapitole 1.5 byla na experimentálních datech provedena aproximace. V tomto případě se jedná o obecnou lineární regresi s využitím obecných polynomů definovaných diferenciálními rovnicemi 1.21. Pro řešení byla také v tomto případě zvolena MNČ, která s dostatečnou přesností pomohla stanovit hledané hodnoty.

V souladu s požadavky [18] byla provedena změna diferenciálních rovnic 1.21 tak, aby byl zohledněn vliv podélného smykového odporu k_{ip} [N.m^{-1}] podle obrázku 1.11. To bylo provedeno úpravou exponenciálního členu z rovnice 1.22 na následující tvar:

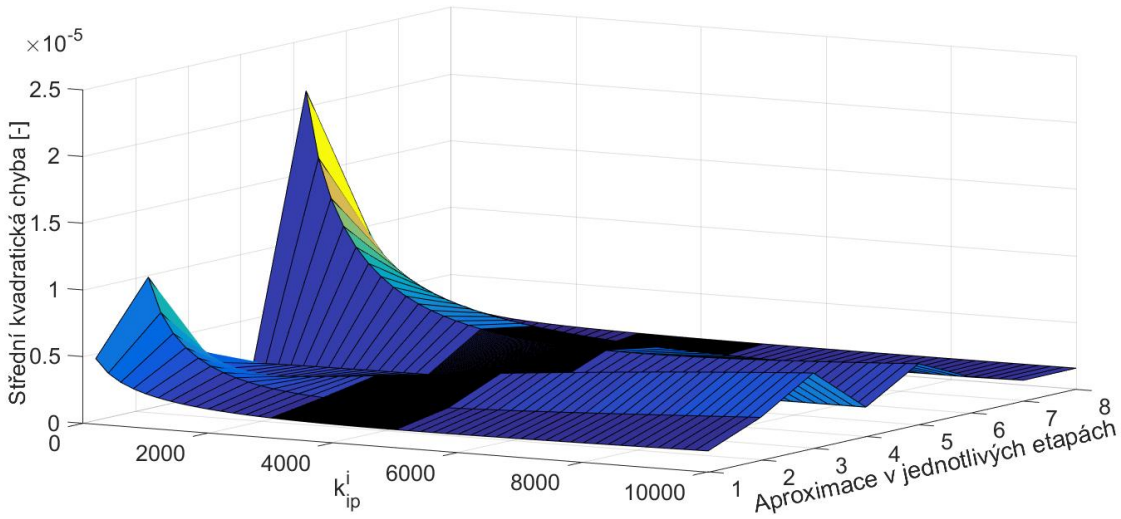
$$\lambda_{\mathrm{i}}^2 = \frac{k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}}{E_{\mathrm{i}} A_{\mathrm{i}} u_0} \tag{5.3}$$

kde:

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

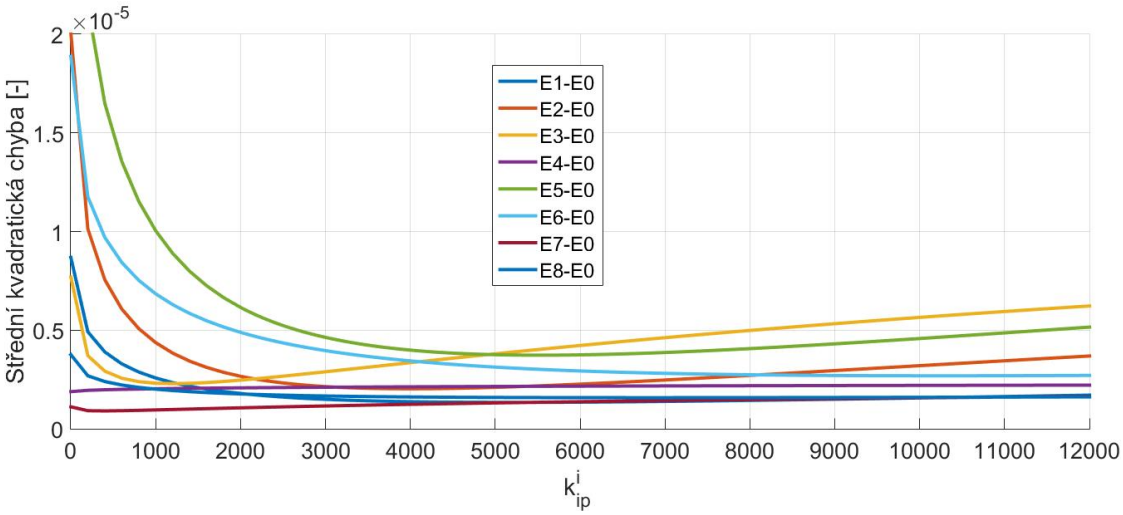
Členem $\frac{k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}}{u_0}$, který popisuje aktivaci podélného smykového odporu koleje, se nahrazuje konstanta k_{i}, která značí součinitel vodorovného podélného uložení kolejnic podle publikace [28]. Dílčí hodnota podélného smykového odporu koleje $k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}$, 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 [21] pro kolej ve štěrkovém loži $\mathrm{u}_0 = 2\,\mathrm{mm}$.

Stanovením ekvivalentního součinitele teplotní roztažnosti mostní konstrukce z předchozí kapitoly 5.1 se dále zmenšil parametrický prostor neznámých a vypočtená hodnota $\alpha_m = 9{,}66 \cdot 10^{-6}\,\mathrm{K}^{-1}$ byla s výhodou použita při výpočtu hodnoty podélného odporu koleje na mostě.



Obr. 5.6: Reziduální součty řídících funkcí s proměnnou $k^{\mathrm{i}}_{\mathrm{ip}}$ na prohledávaném parametrickém prostoru.

Aproximace se dále řídila výše uvedenými vztahy 5.1 a 5.2, tzn., že po prohledání parametrického prostoru dosáhla výsledná optimalizovaná funkce nejnižšího reziduálního součtu. Iterační krok proměnné hodnoty podélného smykového odporu koleje $k^{\mathrm{i}}_{\mathrm{ip}}$ 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 řídících rovnic s krokem desetinásobně kratším 20 N.m^{-1}. Tato oblast je na obrázku 5.6 znázorněna černým pruhem o šířce 2000 – 7000 N.m^{-1}.



Obr. 5.7: Reziduální součty řídících funkcí s proměnnou $k^{\mathrm{i}}_{\mathrm{ip}}$ v jednotlivých etapách.

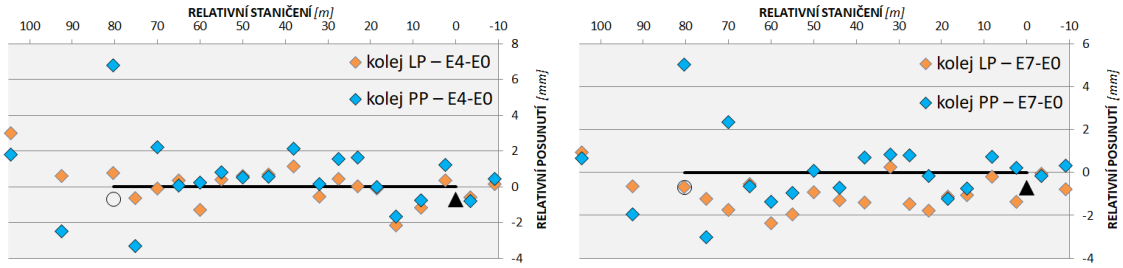
Na obrázku 5.7 jsou vidět minima řídících funkcí, které byly aproximovány v jednotlivých etapách měření na kolejnicových pásech. Tentokrát jsou zde dvě etapy,

které v celé šíři parametrického prostoru vykazovaly téměř konstantní průběh středních kvadratických chyb zjištěných při aproximaci naměřených hodnot řídícími rovnicemi. Jedná se o etapy měření E4 a E7. Jak lze vidět na obrázku 5.8, v těchto etapách došlo k minimálním posunům kolejnicových pásů. Většina posunů se odehrála v oblasti do 2 mm, což je interval přístrojových chyb zvolených totálních stanic. Nicméně obě tyto etapy byly součástí stanovení výsledného podélného odporu koleje na mostě právě díky nízké a především téměř konstantní hodnotě střední kvadratické chyby v parametrickém prostoru.

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

Tab. 5.2: Přehled dílčích hodnot podélného smykového odporu $k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}$ po aproximaci v jednotlivých etapách.

Tabulka 5.2 uvádí dílčí hodnoty podélných odporů koleje jako výsledek minimalizace střední kvadratické chyby jednotlivých řídících funkcí. Většina hodnot se nachází ve zvoleném intervalu $2 - 7 \cdot 10^3$ N.m^{-1}.

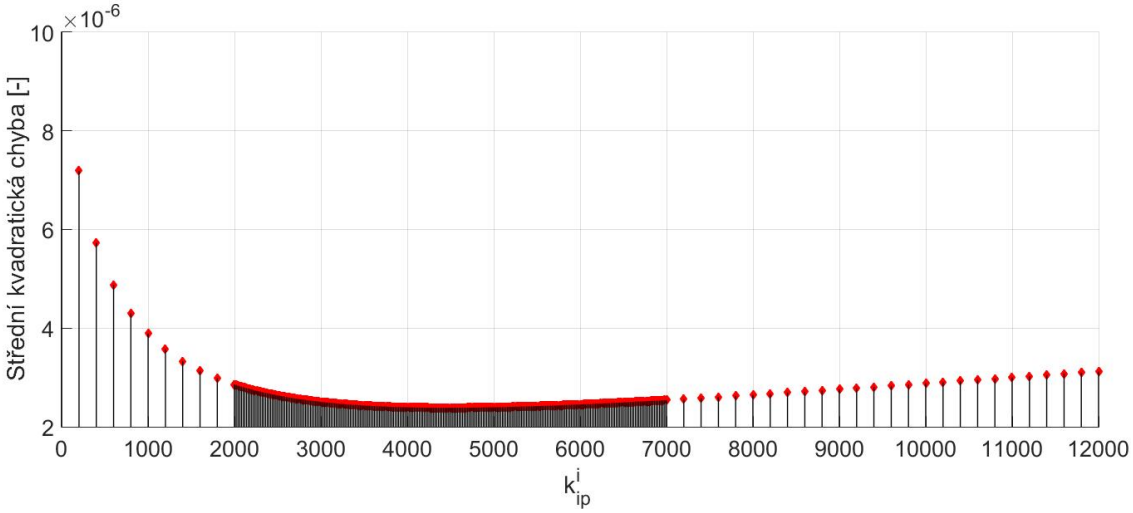


Obr. 5.8: Relativní posunutí kolejnicových pásů v etapě E4 a E7.

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 konstrukce, proto se výsledná hodnota blíží 0. Výsledná hodnota podélného smykového odporu koleje k_{ip} je znázorněna na obrázku 5.9 jako průměr středních kvadratických chyb funkcí jednotlivých etap přes všechna iterovaná $k_{\mathrm{ip}}^{\mathrm{i}}$.

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:

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



Obr. 5.9: Výsledná hodnota k_{ip} z Fáze I jako minimum řídících funkcí.

Ve srovnání s hodnotami, které uvádí předpis [21] pro hodnoty odporu k v plastické větvi bilineárního diagramu:

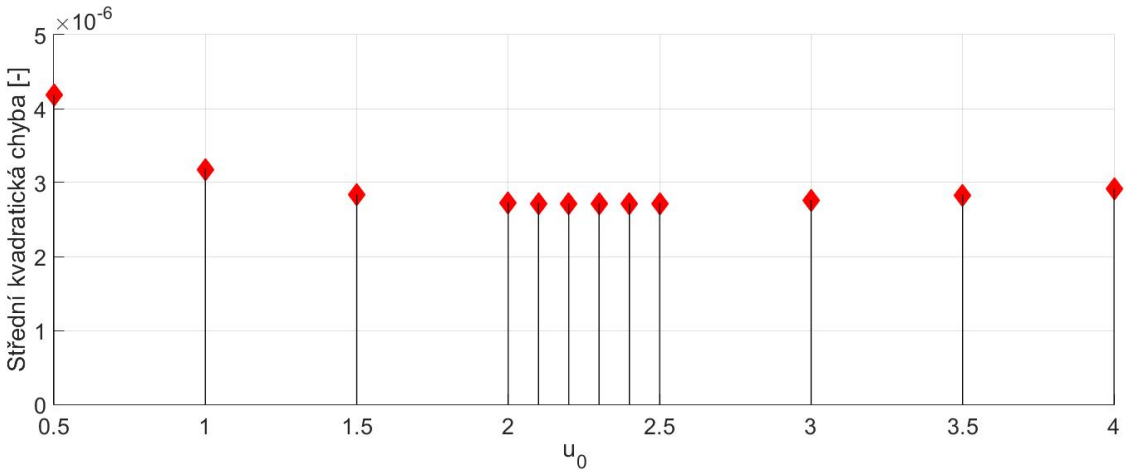
$k = 12$ kN.m^{-1} odpor pražců ve štěrk. loži (nezatížená trať, průměrná údržba),
$k = 20$ kN.m^{-1} odpor pražců ve štěrk. loži (nezatížená trať, dobrá údržba),

se zdají tyto hodnoty značně podhodnocené. Jak ale ukázali jiné experimentální výzkumy (např. [40] a další) na mostních konstrukcích se štěrkovým 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 [21].

5.2.1 Parametrická studie počáteční hodnoty posunutí

V předchozí kapitole byla hodnota posunutí, při aktivaci smykového odporu, uvažována jako $u_0 = 2\,\mathrm{mm}$. 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 5.2.

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 5.10 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. 5.10: Výsledná hodnota u_0 jako minimum řídících 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:

$$\boldsymbol{u_0} = \mathbf{2{,}3}\,\mathrm{mm}.$$

Pro případ BK na mostě s kolejovým ložem v nezatíženém stavu řada předpisů a autorů (např. [21], [23], [41] a další) pracuje s hodnotou blízkou $\mathrm{u}_0 = 2\,\mathrm{mm}$. Závěry této práce se v dané oblasti shodují.

5.3 Vyhodnocení tenzometrických měření

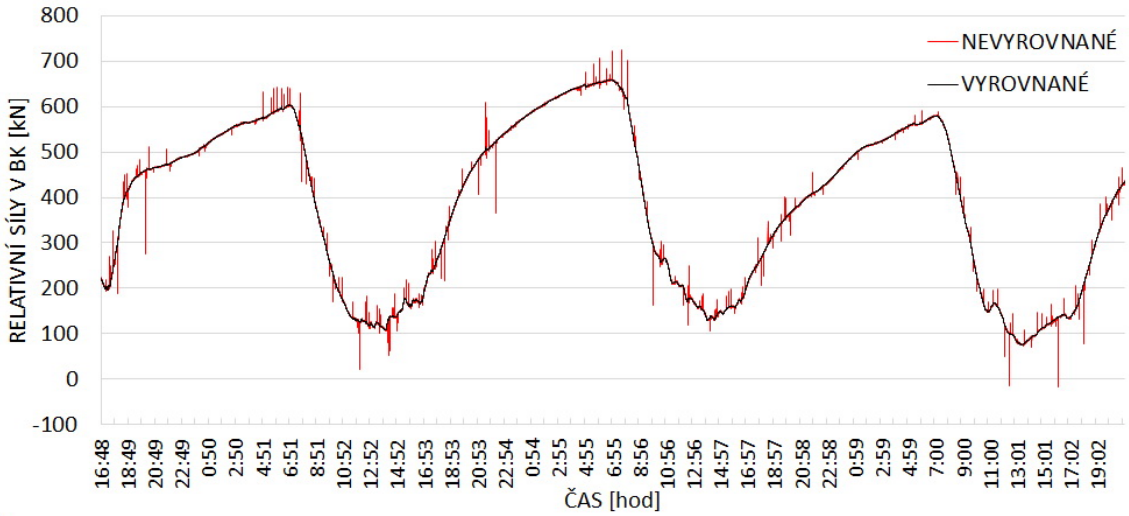
Po ukončení geodetických měření a vyhodnocení dat vyvstala potřeba ověřit závěry, které jsou uvedeny výše. Dle předchozího označení z kapitoly 1.5 se jedná o **Fázi II**. V této fázi již nebyly sledovány pohyby jednotlivých součástí spolupůsobícího systému, proto nebylo ani cílem stanovovat ekvivalentní součinitel teplotní roztažnosti mostu. 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. Před vyhodnocením dat bylo nutné získaná data filtrovat, jak bude uvedeno dále.

5.3.1 Filtrace naměřených dat

Průjezdy vlaků Trať z Hrušovan nad Jevišovkou do Břeclavi je využívána především vlaky osobní dopravy s přibližně půl hodinovým taktem vlaků. Tzn., že každou půl hodinu se v naměřených datech poměrného přetvoření vyskytovaly významné

extrémní hodnoty, které byly způsobeny právě průjezdem železničních dvojkolí jednotlivých souprav.

Na obrázku 5.11 jsou vidět hodnoty přepočtených silových účinků z jednoho polomostu tvořeného dvěma navzájem na sebe kolmými tenzometry na stojině kolejnicového pásu v průběhu jednoho cyklu měření (přibližně 3 dny). Tyto extrémní hodnoty byly nežádoucí z hlediska posouzení silových účinků teplotního zatížení a pro jejich odstranění byla použita matematická metoda klouzavých průměrů.



Obr. 5.11: Vybraný časový úsek vyrovnaných a nevyrovnaných zaznamenaných hodnot síly pro snímaný polomost č. 13.

Nejprve bylo potřeba stanovit počet členů časové řady tak, aby hodnoty v časovém úseku v průběhu průjezdu vlaku byly vyrovnány s plynulou návazností na stav před průjezdem a po průjezdu. Po předchozích pokusech byla střední hodnota klouzavého průměru zvolena tak, aby na každou stranu od středu bylo 50 hodnot, tj.

$$m = 50.$$

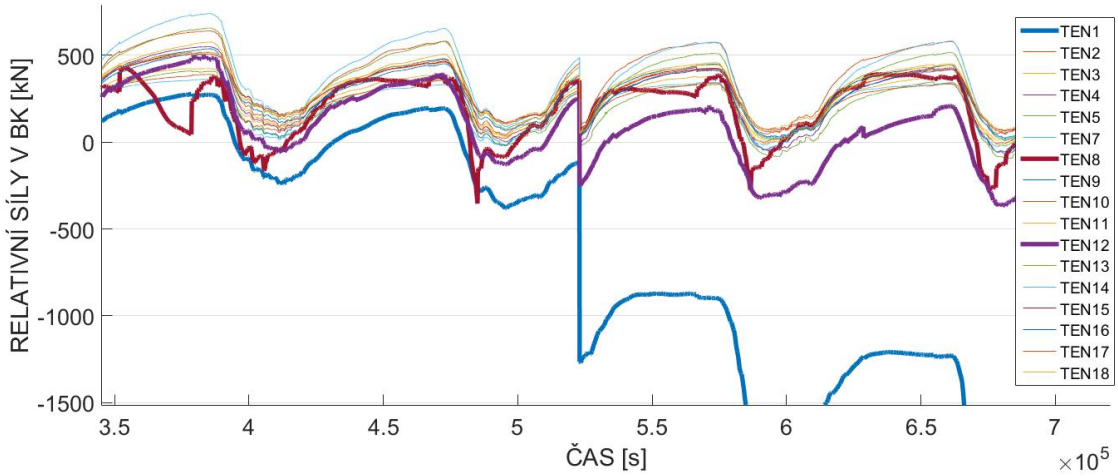
Délka časové řady:

$$2m + 1.$$

Vyrovnaná hodnota $\hat{Y}_{m+1}$ v prostředním bodě (v čase $t_m + 1$) byla získána pomocí členů $Y_1, Y_2, \ldots, Y_{2m+1}$. V dalším kroku získáme hodnotu $\hat{Y}_{m+2}$ v prostředním bodě (v čase $t_m + 2$) pomocí členů $Y_2, Y_3, \ldots, Y_{2m+2}$ atd. Takto vyrovnané hodnoty časové řady jsou pak tvořeny lineárními kombinacemi hodnot původní řady s pevně určenými koeficienty.[42]

Tímto způsobem bylo provedeno vyrovnání hodnot zaznamenaných ze všech tenzometrických polomostů v celém průběhu měření. Drobnou nevýhodou tohoto postupu byl fakt, že ve vyhodnocení chybí prvních a posledních 50 hodnot, což je dáno zvolenou délkou a daným středem vyhodnocovaných řad. Při takto velkém objemu dat tento přístup nepředstavuje vážnější omezení.

Poruchy tenzometrů Při instalaci měřící sestavy byl kladen důraz na trvanlivost měření. K tomu také byla přizpůsobena ochrana jednotlivých prvků: měřící ústředna v uzamykatelném boxu v místech chráněných před povětrností i veřejností, kabely uložené v chráničkách a zahrabány ve štěrkovém loži a tenzometrické polomosty ochráněné polyuretanovým lakem a silikonovým tmelem. Přesto se v průběhu měření vyskytly závady zjištěné ze signálů z jednotlivých tenzometrů.



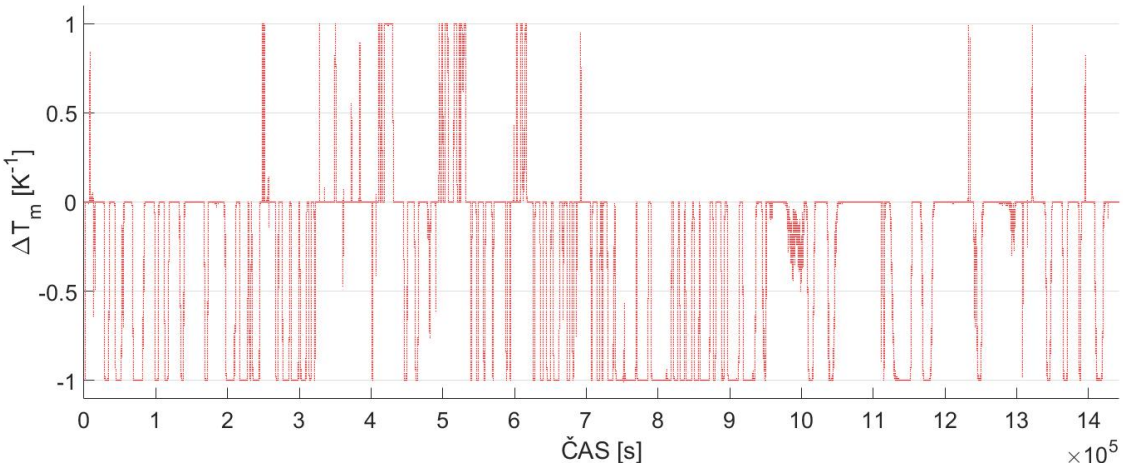
Obr. 5.12: Ukázka průběhu naměřených hodnot z vadných tenzometrů.

Při zkoumání průběhu poměrných přetvoření na jednotlivých tenzometrech bylo zjištěno, že došlo k poruše z neznámých příčin na tenzometrech v těchto řezech:

- 6: zřejmě závada na kabeláži, bez odezvy i po výměně tenzometrů,
- 1, 8, 12: porucha vznikla v průběhu měření.

Na obrázku 5.12 je zachyceno místo na časové ose, kdy došlo k poruše na tenzometrech v řezu 1 a 12. Byla to doba, kdy skončil 2. cyklus měření a začínal 3. Odezva z těchto míst již před tímto okamžikem byla nestandardní a poté již nebylo pochyb o její nevěrohodnosti. Tenzometry v řezu 8 se chovaly nestandardně již na konci prvního cyklu měření. Všechna zaznamenaná data z těchto tří řezů byla pro velkou míru pochybností z dalších výpočtů vyřazena.

Průběh teploty mostu a BK Snímače teploty na mostní konstrukci byly umístěny se záměrem sledovat nejen rozdíly teploty v čase, ale i po průřezu mostní konstrukce podle rozmístění na obrázku 3.14. Na následujících obrázcích jsou vidět rozdíly teplot mezi jednotlivými snímači na mostě a shrnuty v tabulce 5.3.



Obr. 5.13: Rozdíl teplot vnější a vnitřní stojiny hlavních nosníků.

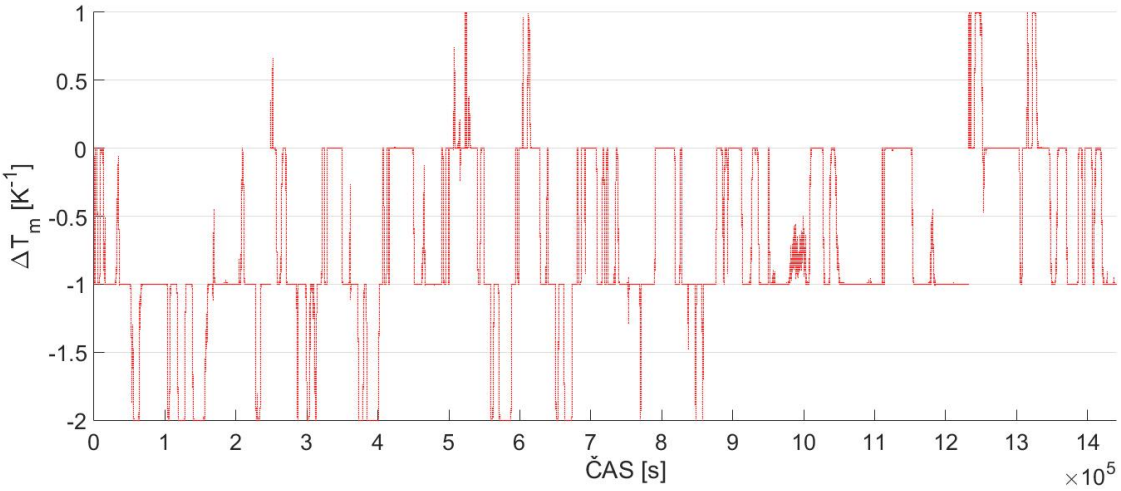
Při srovnání výstupních teplot ze snímačů umístěných na stojinách hlavních nosníků bylo zjištěno, že rozdíl teplot v celém průběhu měření je minimální (viz obrázek 5.13). Je velmi pravděpodobné, že tomu tak bude ve vztahu i ke všem ostatním hlavním nosníkům NK1. Vliv teplotního spádu napříč konstrukcí je tedy zanedbatelný.

Na dalších dvou obrázcích 5.14 a 5.15 je znázorněn rozdíl teplot hlavních nosníků a mostovkového plechu. Na tento rozdíl bude dále brán zřetel, protože hmota podélných prvků pod mostovkovým plechem, které mají vliv na dilatační schopnost mostní konstrukce, je srovnatelná, ba ještě větší, s hmotou mostovkového plechu. Tento vliv bude zohledněn tím způsobem, že všechny naměřené teploty budou průměrovány v každém zaznamenaném okamžiku do jednoho záznamu.

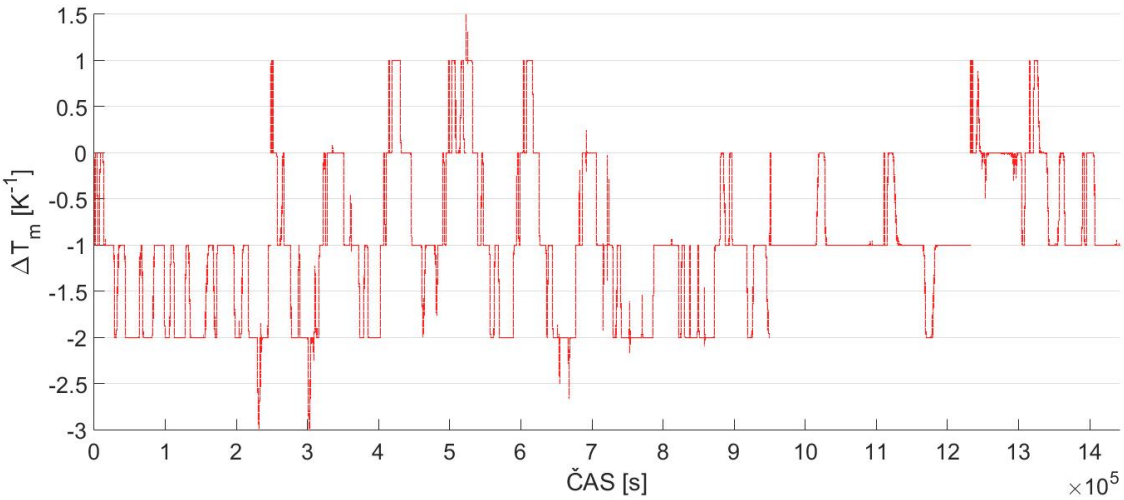
Prvek NK1	vnější stojina HN – vnitřní stojina HN	vnitřní stojina HN – plech mostovky	vnější stojina HN – plech mostovky
$\boldsymbol{\Delta T_{\mathrm{m}}}$ [K^{-1}]	$\langle -1, 1 \rangle$	$\langle -2; 1 \rangle$	$\langle -3; 1,5 \rangle$

Tab. 5.3: Maximální rozdíly teplot jednotlivých prvků mostní konstrukce.

V tabulce 5.3 jsou uvedeny krajní hodnoty rozdílů teplot, které byly zaznamenány v průběhu celého měření. Jak je vidět z obrázků výše, tak některých extrémů bylo dosaženo jen ojediněle a nejsou příliš významné.



Obr. 5.14: Rozdíl teplot vnitřní stojiny hlavního nosníku a mostovkového plechu.



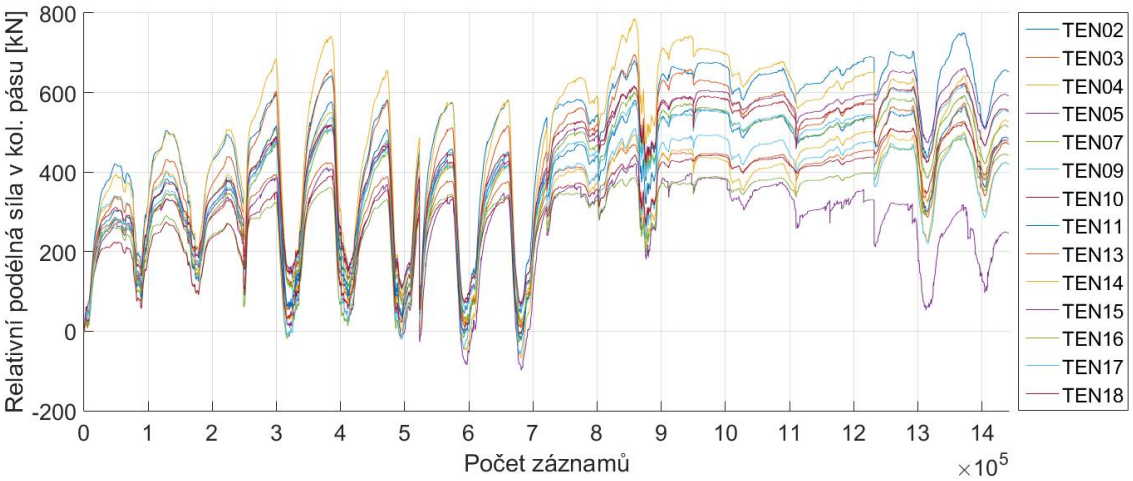
Obr. 5.15: Rozdíl teplot vnější stojiny hlavního nosníku a mostovkového plechu.

Graf průběhu teplot na mostě od počátku měření je uveden v příloze B, kde je možno vidět zpoždění v dosahování extrémních hodnot teploty na mostní konstrukci oproti kolejnicovým pásům.

5.3.2 Podélný odpor BK na mostě podle tenzometrických měření

V této kapitole půjde o ověření závěrů z kapitoly 5.2, 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 5.16 je znázorněn průběh relativních silových účinků v levém kolejnicovém pásu po provedení filtrace dle odstavce 5.3.1 vzhledem k výchozímu stavu v čase $t = 0\,\mathrm{s}$ zaznamenaný jednotlivými tenzometry v celé délce měření.



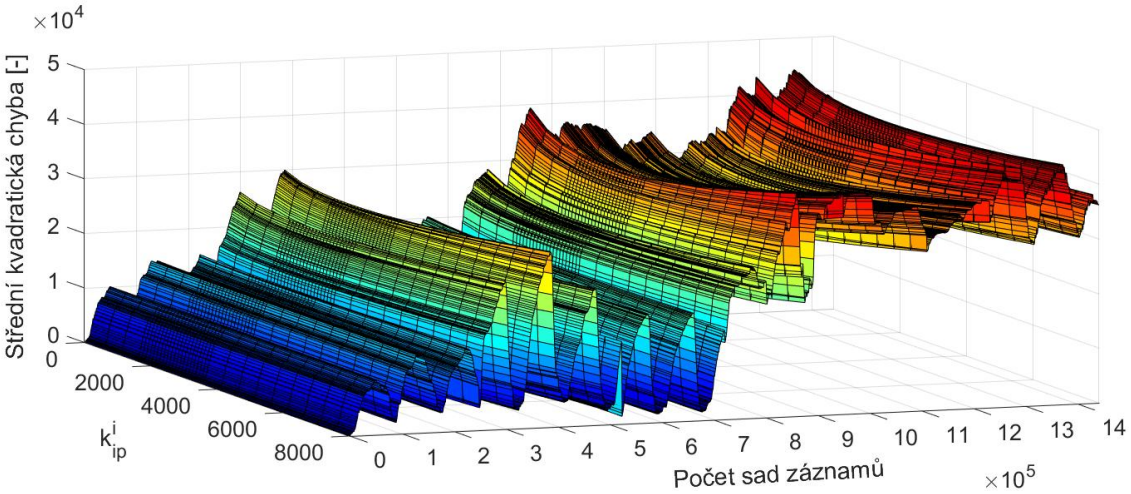
Obr. 5.16: Průběh relativních silových účinků v levém kolejnicovém pásu.

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. Díky užité iterační metodě a výkonnosti výpočetní techniky, mohla být do vyhodnocení zahrnuta každá naměřená hodnota, a tím docílena nejvyšší možná přesnost stanovení hledaných parametrů. 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 5.1 a 5.2.

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

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 kN.m^{-1} a v oblasti očekávaného řešení 1,5 kN.m^{-1} až 3,5 kN.m^{-1} s hustějším krokem 0,1 kN.m^{-1}, viz oblast s hustějším šrafováním na obrázku 5.17.



Obr. 5.17: Reziduální součty řídících funkcí s proměnnou $k^{\mathrm{i}}_{\mathrm{ip}}$ přes všechny sady záznamů.

Aproximačními funkcemi jsou rovnice jednotlivých osových sil stanovených na základě diferenciálních rovnic 1.21 se změnou exponenciálního členu podle rovnice 5.3 stejně tak, jako tomu bylo u předchozího postupu vyhodnocení geodetických dat. V prostoru $n\langle 1; 1442025\rangle$; $k^{\mathrm{i}}_{\mathrm{ip}}\langle 1; 10000\rangle$; $i\langle 1; 14\rangle$,

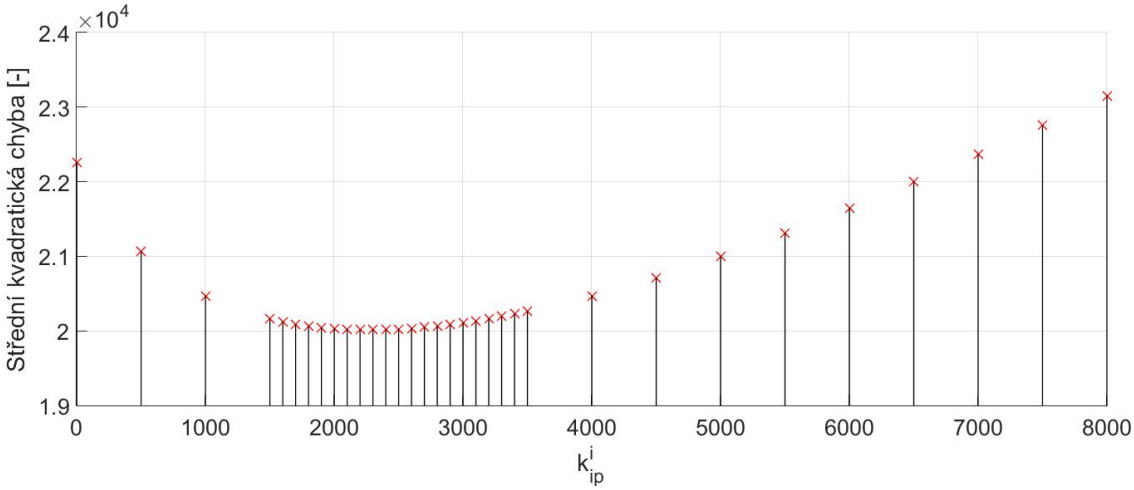
kde:

n	je počet záznamů,
$k^{\mathrm{i}}_{\mathrm{ip}}$	je rozsah vektoru hledaného podélného smykového odporu koleje,
i	je počet sledovaných tenzometrů,

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

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

Stanovení této hodnoty proběhlo dle pravidel popsaných výše a v konečném důsledku je dána nejmenším reziduálním součtem kvadratických odchylek řídících



Obr. 5.18: Výsledná hodnota $k^{\mathrm{i}}_{\mathrm{ip}}$ z Fáze II jako minimum řídících funkcí.

funkcí od naměřených dat s dosazením všech hodnot uvažovaného vektoru podélného smykového odporu $k^{\mathrm{i}}_{\mathrm{ip}}$ (viz obrázek 5.18).

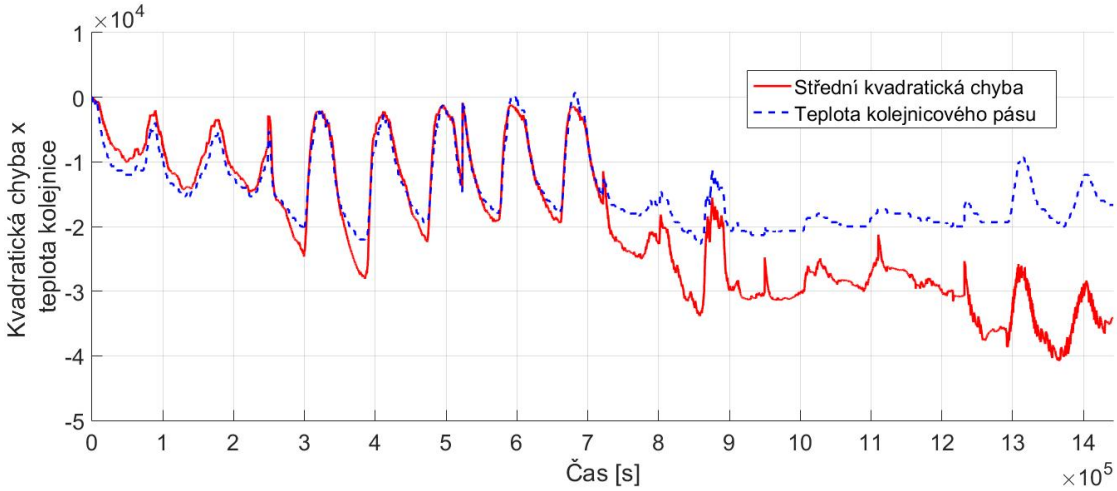
Všechna snímaná data koleje pochází z levého kolejnicového pásu, jak bylo popsáno v kapitole 3.4.2. Předpokládá se, že pravý kolejnicový pás se chová symetricky z hlediska napětí. Podélná posunutí kolejnicových pásů zjištěná na základě geodetických měření ve Fázi I tomuto tvrzení dávají za pravdu i s 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:

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

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

S ohledem na tento nepatrný rozdíl, je dobré si uvědomit velké odlišnosti v jednotlivých přístupech. Zatímco ve Fázi I bylo celé vyhodnocení provedeno na poměrně malém vzorku dat, tak ve Fázi II se jednalo o rozměrný soubor téměř milionu a půl záznamů z jednoho měřeného místa, který bylo nutné před použitím podrobit kvalitativnímu rozboru. Na druhou stranu při geodetických měřeních ve Fázi I se podařilo zachytit teploty způsobující ochlazení i oteplení mostu a koleje od výchozího stavu, tak v případě tenzometrických měření Fáze II se teploty mostu a koleje nad výchozí stav prakticky nedostaly, přestože v jednotlivých denních cyklech samozřejmě docházelo k oteplení i ochlazení mostní konstrukce NK1 a BK.

Za pozornost stojí obrázek 5.19, na kterém je znázorněn průběh střední kvadratické chyby naměřených dat a řídící rovnice s dosazenou výslednou hodnotou smykového podélného odporu a teploty kolejnicového pásu. Měřítko teploty kolejnice bylo záměrně upraveno tak, aby byla patrná jasná závislost kvadratických odchylek na teplotě kolejnic.



Obr. 5.19: Graf závislosti změny teploty kolejnicového pásu a střední kvadratické chyby.

S rostoucím rozdílem aktuální a výchozí teploty roste kvadrát odchylek naměřených a aproximovaných hodnot, a naopak. V druhé polovině období došlo k ustálení teplotních podmínek, přesto se odchylka zvětšovala, ale stále reaguje na změny rozdílů teplot. Lze se jen domnívat, že mezi 3. a 4. cyklem měření mohlo dojít ke skokové změně stavu mostní konstrukce nebo BK, což mohlo mít také vliv na celkový výsledek měření.

Je ale zřejmé, že výsledné hodnoty z obou fází se nacházejí v oblasti velmi nízké hodnoty podélného smykového odporu koleje. Tzn., že napětí v kolejnicích je vlivem teplotní roztažnosti mostu mnohem méně ovlivňováno, než by se dalo předpokládat. Tomu nasvědčuje i fakt, že kolej na mostě s dilatační délkou o více než 20 m delší než připouští národní předpis v příslušném dílu [6] nevykazuje za dobu již více než desetiletého provozu žádné anomálie v chování BK a nedochází zde k závadám na železničním svršku ve větší míře než kdekoliv jinde na trati.

Závěr

V posledních přibližně 10 letech je v naší železniční síti věnována zvýšená pozornost ověřování míry spolupůsobení mostních konstrukcí a BK s ohledem na zavádění mezinárodních standardů v této oblasti. Dva z výzkumných projektů byly zaměřeny na mostní objekt v žst. Břeclav v km 82,467, který byl hlavním zdrojem poznatků a dat i pro tuto práci. Ve dvou na sobě nezávislých fázích bylo cílem stanovit, jakým způsobem ovlivňuje mostní konstrukce svými dilatačními pohyby vznikajícími změnou teploty stav napětí v BK.

V rámci disertační práce bylo řešeno několik dílčích úkolů, které byly prováděny za účelem získání a vyhodnocení komplexního souboru dat pro stanovení míry spolupůsobení bezstykové 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 štěrkovým 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.

Metodika přesného měření pomocí totálních stanic a speciálního měřícího vozíku se osvědčila a v průběhu všech etap měření se nevyskytly vážnější potíže, které by znehodnotily kvalitu naměřených dat. Hodnotu naměřených parametrů ovlivňují

faktory, na které je vhodné upozornit. Jedná se o preciznost při postavení vozíku nad měřený bod na kolejnicovém pásu a samotné odečítání hodnot relativního posunutí druhého pásu pomocí ručního vestavěného měřidla, které je součástí podvozku. Drobné nepřesnosti v postavení by mohly způsobit výrazné nepřesnosti v naměřených hodnotách. Úskalím každé další měřené etapy je poloha celého spolupůsobícího systému, který je velmi blízký stavu zjištěnému ve výchozí etapě měření. V těchto případech dochází k tomu, že naměřené posuny jsou tak malé, že není možné s dostatečnou přesností prokázat, jestli posun nastal nebo nenastal vzhledem k přístrojovým chybám. Proto je vhodnější provádět tato měření za odlišných teplotních podmínek, než které byly zjištěny ve výchozím stavu.

- **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 KP 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 %.

V průběhu měření byly pomocí tenzometrických polomostů kontinuálně zaznamenávány poměrné deformace levého kolejnicového pásu současně s teplotou levého KP a mostní konstrukce. Byl shromážděn objemný soubor dat, který byl vyhodnocován až po ukončení všech měření. Nutno uvést, že tento postup se ukázal jako ne příliš vhodný. V průběhu měření došlo k selhání několika tenzometrů, což se ukázalo až ve fázi vyhodnocování. Díky poměrně krátkému rozpětí mezi jednotlivými měřenými body toto nezpůsobilo výraznější zkreslení výsledků. V podobných měřeních by bylo vhodné osadit tenzometry alespoň v několika řezech i druhý kolejnicový pás, aby byla k dispozici data pro porovnání chování obou pásů. Přestože nebyly sledovány další možné parametry, které by ještě více napověděly o celkovém chování spolupůsobícího systému, tak shoda sledovaných parametrů dává poměrně velkou jistotu pro tvrzení, že celý systém spolubůsobí daleko nižší měrou než by se dalo předpokládat na základě normových doporučení.

- **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.

Samotné měření teploty mostu a BK při geodetických měření probíhalo bodově po délce kolejnicových pásů v místě geodetických bodů a v několika jednotlivých místech na mostě. Tento postup se ukázal jako dostačující, i když poměrně velká teplotní setrvačnost se prokázala až u měření teploty ve fázi tenzometrických měření. Nutno poznamenat, že sledovaná konstrukce je z horní strany v podstatě celá zakrytá štěrkovým ložem a ocelovými plechy. Je vhodné vždy předem vytipovat místa a prvky nosné konstrukce, u kterých se očekává největší vliv na dilatační pohyby a zvážit velikost a vliv přímo osluněných ploch.

- **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 řídících 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 postačí importovat data o stejném složení (zde poměrné přetvoření, teplota mostu a BK] a rozměru (počet tenzometrů a teplotních snímačů) a déle již automaticky provádět výpočet s každou další sadou měření.

Tímto způsobem se podařilo pomocí MNČ dosáhnout nejmenšího reziduálního součtu naměřených a aproximovaných hodnot na základě postupného automatického dosazování jednotlivých proměnných. Tam, kde vyšel reziduální součet nejmenší,

se nacházela výsledná hodnota hledaného parametru. Parametrický prostor byl poměrně hustě prohledáván, aby výsledná hodnota nebyla ovlivněna šířkou kroku iterace. Tam, kde bylo očekáváno řešení se tento krok zhustil, čímž se dosáhlo požadované přesnosti.

Z naměřených a vypočtených hodnot vyplývá, že BK ve štěrkovém loži na mostě vykazuje přibližně 4 × 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 štěrkovým 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] VENDEL, J. *Interakce mostní konstrukce a bezstykové koleje.* Pojednání k disertační práci. Brno. 2015. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav železničních konstrukcí a staveb.

[2] ILES, D.C. and Steel Construction Institute. *Design Guide for Steel Railway Bridges.* The Steel Construction Institute, 2004. 136 p. ISBN 1-85942-150-4

[3] *Měřené veličiny dvojkolí. In: Vagony.cz.* [online]. 30. dubna 2021 23:32:26 [vid. 2021-04-30]. Dostupné z URL: <https://www.vagony.cz/pojezdy/dvojkoli.html>

[4] SŽDC S3/2. *Bezstyková kolej – předpis.* Účinnost od 1. září 2013. Praha: SŽDC, s.o., 2013.

[5] SŽDC S3. *Železniční svršek – předpis.* Účinnost od 1. října 2008 ve znění změny č. 4 (účinnost od 1. března 2021). Praha: SŽDC, s.o., 2008. 423 s.

[6] 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.

[7] SŽ S4. *Železniční spodek – předpis.* Účinnost od 1. ledna 2021. Praha: Správa železnic, s.o., 2020. 352 s.

[8] MOSTNÍ VZOROVÝ LIST. *MVL 150 – Kombinovaná odezva mostu a koleje* Účinnost od 1. dubna 2017. Praha: SŽDC, s.o., 2017. 40 s.

[9] VLASÁK, M., FOGLAR M. *Metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje (Metodický základ MVL 150).* Certifikovaná matodika. SUDOP PRAHA a.s. a ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2015. 37 s.

[10] PLÁŠEK, O.; ZVĚŘINA, P.; SVOBODA R.; LANGER V. *Železniční stavby II. Modul 6. Bezstyková kolej.* Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia. Brno. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební, 2006. 34 s.

[11] FREYSTEIN, H. *Interaktion Gleis/Brücke – Stand der Technik und Beispiele.* Ernst and Sohn, 2010, 79(3), p. 220-231.

[12] ČSN EN 13674-1+A1 (73 6361). *Železniční aplikace – Kolej – Kolejnice – Část 1: Vignolovy železniční kolejnice o hmotnosti 46 kg/m a větší.* 110 s. Praha: Český normalizační institut, 2018.

[13] SOBOTKOVÁ, R., LÁTAL, J. Ocelové mostnice. In: *Železniční dopravní cesta 2014, sborník příspěvků z 18. konference.* České Budějovice: Správa železniční dopravní cesty, s.o., 2014. s. 85-88.

[14] TNŽ 73 6261. *Uložení mostnic na ocelových nosných konstrukcích železničních mostů.* 50 s. Praha: Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, 2017.

[15] JÖRG, A. Vývojové kroky k vysoce odolné železniční kolejnici. In: *Železniční mosty a tunely 2020, sborník příspěvků.* Praha: SUDOP PRAHA a.s. a Správa železniční dopravní cesty, s.o., 2020. s. 74-79. ISBN 978-80-905200-6-6.

[16] LOJDA, V. *Výzkum uplatnění plastových příčných podpor v železniční trati.* Disertační práce. Praha. 2020. České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební.

[17] SCHARMA, R.C., PALLI, S., SHARMA, S.K., ROY, M. Modernization of Railway Track with Composite Sleepers. In: *International Journal of Vehicle Structures & Systems.* Vol. 9./no. 5, 2017. p. 321-329.

[18] ČSN EN 1991-2 (73 6203). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou.* Praha: Český normalizační institut, 2005. 152 s.

[19] ČSN 73 6201. *Projektování mostních objektů.* Praha: Český normalizační institut, 2008. 76 s.

[20] ČSN EN 1991-1-5 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou.* Praha: Český normalizační institut, 2005. 44 s.

[21] 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

[22] XU, L., YING, Y., SHUAI, S., SHUNYING, J. GPU-Based Simulation of Dynamic Characteristics of Ballasted Railway Track with Coupled Discrete-Finite Element Method. In: *Computer Modeling in Engineering & Sciences.*[online]. Nanjing: Tech Science Press, 2021, Vol. 126, No. 2, p. 645-671 [cit.2021-05-06]. ISSN 1526-1506. Dostupné z URL: <http://www.techscience.com/CMES/v126n2/41289>

[23] 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>

[24] QUING-JUAN, X., XIAO-LIN, Z., ZHI-PING, Z., XIAO-LI, Y. Mechanics model of additional longitudinal force transmission between bridges and continuously welded rails with small resistance fasteners. In: *Journal of Central South University of Technology.*[online]. Springer Journals, 2004, Vol. 11 (3), p. 336-339 [cit.2021-05-27]. ISSN 1993-0666. Dostupné z URL:
<https://link.springer.com/content/pdf/10.1007/s11771-004-0069-3.pdf>

[25] SERDELOVÁ, K., VIČAN, J. Analysis and Design of Steel Bridges with Ballastless Track. In: *Procedia Engineering.*[online]. ScienceDirect, 2015, Vol. 111, p. 702-708 [cit.2021-05-29]. ISSN 1877-7058. Dostupné z URL:
<www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705815013843>

[26] SUNG, D. Nonlinear Analysis Method for Serviceability Investigation ofBridge Deck Ends with a Concrete Slab Track. In: *Advances in Civil Engineering.*[online]. Hindawi, 2018, Vol. 2018(1), p. 1-9 [cit.2021-05-27]. ISSN 1687-8094. Dostupné z URL:
<https://downloads.hindawi.com/journals/ace/2018/6075686.pdf>

[27] PLÁŠEK, O. Bezstyková kolej na mostech. In: *Železniční dopravní cesta 2012, sborník příspěvků ze 17. konference.* Praha: Správa železniční dopravní cesty, s.o., 2012. s. 98-106.

[28] FRÝBA, L. *Dynamika železničních mostů.* Praha: Academia, 1992. 328 s. ISBN 80-200-0262-6

[29] 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.

[30] 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.

[31] STANĚK, B. *Měření přetvoření mostní konstrukce a železničního svršku.* Diplomová práce. Brno. 2014. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav geodézie.

[32] POHL, M. *EMS DV 803 rev9: Provozní dokumentace k měřicímu systému.* Technická příručka. Brno. 2011.

[33] FOGLAR, M., VLASÁK, M., TEICHMAN, M. Provozní měření bezstykové koleje na mostě v km 7,810 trati Ústí n. L – Most přes dálnici D8 v km 80, 778. In: *Železniční mosty a tunely, sborník příspěvků z 19. konference.* Praha: SUDOP PRAHA a.s. a Správa železniční dopravní cesty, s.o., 2014. s. 80-84.

[34] 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.

[35] RYJÁČEK, P. *Zatížení ocelových mostů od termické interakce s bezstykovou kolejí.* Habilitační práce. Praha. 2013. České vysoké učení technické v Praze. Fakulta stavební. Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí. 98 s.

[36] VENDEL, J. *Spolupůsobení bezstykové koleje a mostní konstrukce.* Diplomová práce. Brno. 2011. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav železničních konstrukcí a staveb. 66 s.

[37] PLÁŠEK, O., VENDEL, J. *Interakce bezstykové koleje a mostu v km 11,849 trati Střelice – Okříšky.* Posudek. Brno. 2016. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav železničních konstrukcí a staveb. 25 s.

[38] PLÁŠEK, O. *Výpočet bezstykové koleje na železničním mostě v km 255,813 trati 1501 Česká Třebová – Praha.* Závěrečná zpráva. Brno. 2008. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav železničních konstrukcí a staveb. 33 s.

[39] SEDLÁČEK, J. *Optimalizace trati Český Těšín – Dětmarovice: SO 35-19-13 Karviná – Dětmarovice, most v km 338,337.* Statický posudek. Olomouc. 2012. MORAVIA CONSULT Olomouc a.s. 30 s.

[40] ZÍMA, J. *Vyhodnocení provozního měření napětí bezstykové 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.

[41] ESVELD, C. *Modern Railway Track.* 2nd ed. Zaltbommel: MRT-Productions, 2001. 654 p. ISBN 90-800324-3-3

[42] KŘIVÝ, I. *Analýza časových řad.* 1. vydání, Ostravská univerzita v Ostravě, 2012. 128 s. ISBN 90-800324-3-3 Dostupné z URL: <https://web.osu.cz/~Bujok/files/ancas.pdf>

[43] ŠVÁBENSKÝ, O., VITULA, A., BUREŠ, J. *Inženýrská geodézie I: M02 Geodézie ve stavebnictví.* Brno, CERM, 2006. 110 s.

[44] 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>

[45] NR/L2/TRK/3011. *Continuous Welded Rail (CWR) Track.* 7th Edition. London – United Kingdom: Network Rail, 2012. 82 p.

[46] CODE OF PRACTISE. *Track Stability.* Version DRAFT. Brisbane – Australia: Rail Industry Safety and Standards Board, 2018. 25 p.

[47] MIDAS CIVIL *Civil structure design system: On-line Manual* [online]. MIDAS Information Technology Co., Ltd. Dostupné z URL: <http://manual.midasuser.com/EN_Common/Civil/895/index.htm#Start/04_Model/01_Structure_Wizerd/Rail_Track_Analysis_Model.htm>.

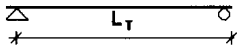
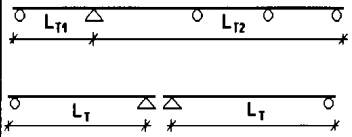
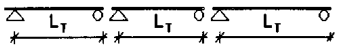
Seznam příloh

A Největší přípustné dilatující délky L_{T} nosných konstrukcí mostů pro zřízení BK **113**

B Graf průběhu relativních teplot levého KP a NK1 vzhledem k počátku měření **115**

C Výpis kódu prostředí Matlab **117**

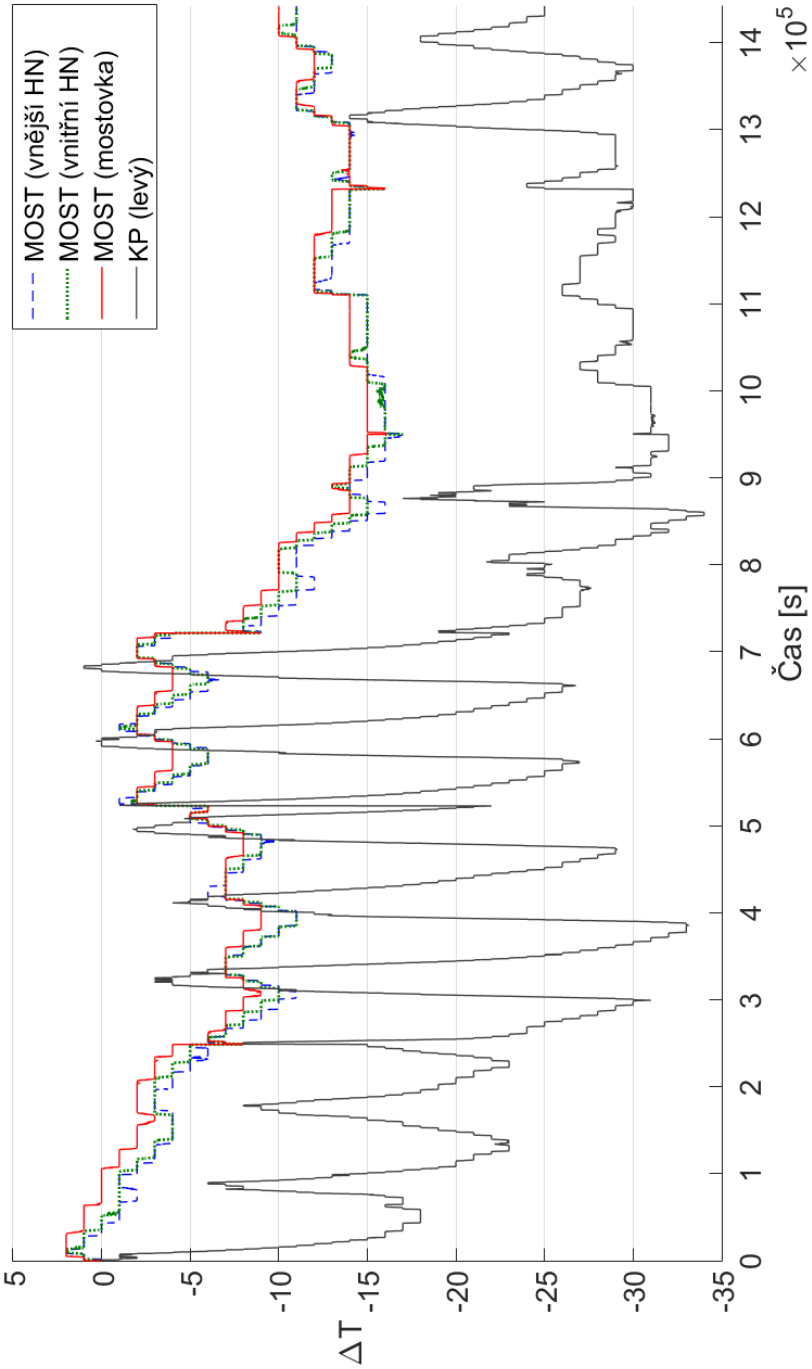
A Největší přípustné dilatující délky L_T nosných konstrukcí mostů pro zřízení BK

Případ č.	Uspořádání mostních ložisek a dilatující délka L_T	Tvar kolejnice 2)	Mosty s nosnými konstrukcemi								
			ocelovými					ocelobetonovými		betonovými	
			s kolejovým ložem		s mostnicemi uloženými		s přímým uložením koleje	s kolejovým ložem		s kolejovým ložem	
			pražce					pražce		pražce	
			dřevěné	betonové	centricky	plošně		dřevěné	betonové	dřevěné	betonové
			L_T [m]								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1		R 65 UIC 60 T,S 49	125 110 85	90 80 60	70 66 60	23 23 23	20 20 20	160 140 100	120 103 70	180 156 110	130 113 80
2											
3	 počet konstrukcí není omezen	R 65 UIC 60 T,S 49	125 108 75	86 74 51	70 63 50	25 25 25	23 23 23	160 136 90	110 93 60	180 153 100	125 106 70
4	1)	R 65 UIC 60 T,S 49	65 61 55	46 44 40	35 35 35	19 19 19	17 17 17	100 86 60	70 61 45	110 96 70	80 70 50

Při kombinaci jednotlivých případů rozhoduje přísnější kritérium.
1) Pro nové mosty nepřípustný případ . 2) Kolejnice tv. T jen u dosavadního stavu .
[1]

[1]Současná podoba tabulky z předpisu [6] s účinností od 1. října 2008 ve znění změny č. 4 s účinností od 1. března 2021

B Graf průběhu relativních teplot levého KP a NK1 vzhledem k počátku měření



C Výpis kódu prostředí Matlab

Výpis C.1: Příklad výsledné podoby optimalizačního algoritmu v prostředí Matlab.

```

% načtení souboru s naměřenými daty
load('complete_dataset');

%% základní parametry
E=2.1E11;         % modul pružnosti oceli [N/m^2]
A=0.006292;       % plocha jedné kolejnice [m^2]
alpha0=9.66E-6; % souč. tep. roztažnosti mostu [K^-1]
alpha=1.2E-5;     % souč. tep. roztažnosti kolejnice [K^-1]
l=80.30;          % dilatační délka mostu [m]
u=0.0023;         % posunutí, při dosažení smykové síly [m]

%počáteční hodnota hledaného souč. smykového odporu N/m
k=10E3;
% inter. k, přes který se iteruje a hledá se optimální k
kvect = [1:500:1501 1501:100:3501 3501:500:8001];
%% staničení tenzometrů
%staničení pro výpočet
xreal=[0.020 5.790 11.310 18.530 32.960 46.860 54.210 ...
   61.160 75.090 77.48 79.45 2.130 4.430 6.300];
%staničení pro grafiku
xosa=[0.020 5.790 11.310 18.530 32.960 46.860 54.210 ...
   61.160 75.090 77.48 79.45 l+2.130 l+4.430 l+6.300];
%nastavení proměnné x pro výpočet
x=xreal;
%interval použitých sad měření (např. každá 100. sada)
nvect=1:100:1442025;
```

Výpis C.2: Příklad výsledné podoby optimalizačního algoritmu... pokračování.

```

%% alokace proměnných
% první rozměr musí být vždy číselná délka vektoru(n)
% (podle počtu sad měření), protože jinak se bude
% v průběhu výpočtů dynamicky alokovat velikost
% a bude to stát velké množství času
rozdil=zeros(1442025,length(kvect),size(TEN,2)); % posun.
N=zeros(1442025,length(kvect),size(TEN,2));      % síla
chyba=zeros(length(nvect),length(kvect));        % MSE
deltaT=mean(deltaTm,2); % prům. teplota ze 3 snímačů

%% měření času výpočtu (pomocný)
tic                    %start měření času
celkcas_stary=0;       %pomocná proměnná

%% iterace přes nameřené hodnoty (řádky tabulky)
for o=1:length(nvect)
n = nvect(o);          %pomocná proměnná
deltat=deltat4k(n); %tep. kolejnice pro příslušný řádek
o;

%% pomocný výpis průběhu výpočtu
if mod(o,10)==0
    celkcas = toc;
    itercas=celkcas-celkcas_stary;
    celkcas_stary = celkcas;

    odhadCas=(celkcas/n) * size(deltaT,1);

    fprintf('iteration...
␣␣␣␣%d/%d␣(%4.1f␣%%)␣took␣%4.2f␣sec;%5.0f␣sec␣from...
␣␣␣␣start.␣Estim:␣%5.0f␣sec␣(%2.2f␣hours)␣to␣go␣\n',...
    n,size(deltaT,1),n/size(deltaT,1)*100,itercas,...
    celkcas, odhadCas-celkcas, (odhadCas-celkcas)/3600);
end
```

Výpis C.3: Příklad výsledné podoby optimalizačního algoritmu... pokračování.

```

%% !!! hlavni optimalizační algoritmus !!!
%% iteruji přes uvažované "k"
    for m=1:length(kvect)
        k = kvect(m); %vybírám zvolené "k" (interval)
        dT=deltaT(n);

        f=k/u;
        lambda=sqrt(f/(E*A));
        %sloupcová matice (B1, C1, B2, C2, B3, C3)
        Y=zeros(1,6);

    Z = [0 1 0 0 0 0;...
         1 0 -1 -1 0 0;...
         0 0 exp(1)^(lambda*l) exp(1)^(-lambda*l) 0 -1;...
         0 0 0 0 1 0;...
         1 0 -1 1 0 0;...
         0 0 exp(1)^(lambda*l) -exp(1)^(-lambda*l) 0 1];

    X = [0;...
         0;...
         -alpha0*dT*l;...
         0;...
         alpha0*dT/lambda;...
         -alpha0*dT/lambda];

     Y=Z\X;

%% výpočet hodnoty síly z dif. rovnic v místě tenzometru
     i=1;
     while i<length(x)
        if i<1
        %% výpočet N1
        uu = (Y(1)*exp(1)^(lambda*x(i)) +...
              Y(2)*exp(1)^(-lambda*x(i)))*1000;
```

Výpis C.4: Příklad výsledné podoby optimalizačního algoritmu... pokračování.

```

        N(n,m,i) = E*A*...
                ((Y(1)*lambda*exp(1)^(lambda*x(i))...
                - Y(2)*lambda*exp(1)^(-lambda*x(i)))...
                - alpha*deltat)/1000;
    elseif i>11
        %% výpočet N3
        uu = (Y(5)*exp(1)^(lambda*x(i)) +...
              Y(6)*exp(1)^(-lambda*x(i)))*1000;
        N(n,m,i) = E*A*...
                ((Y(5)*lambda*exp(1)^(lambda*x(i))...
                - Y(6)*lambda*exp(1)^(-lambda*x(i)))...
                - alpha*deltat)/1000;
        else
        %% výpočet N2
        uu = (Y(3)*exp(1)^(lambda*x(i)) + Y(4)*exp(1)^...
             (-lambda*x(i)) + alpha0*deltaT(n)*x(i))*1000;
        N(n,m,i) = E*A*...
                ((Y(3)*lambda*exp(1)^(lambda*x(i))...
                - Y(4)*lambda*exp(1)^(-lambda*x(i))...
                + alpha0*deltaT(n))...
                - alpha*deltat)/1000;

        % výpočet posunutí mostní konstrukce
        um = (alpha0 * deltaT(n) * x(i))*1000;
        % výpočet vzájemného posunutí koleje a mostu
        rozdil(n,m,i) = uu-um;
      end
      i=i+1;
    end
    % zápis matice N
    tmpN(1:size(N,3))=N(n,m,:);
    % zápis střední kvadratické chyby
    chyba(o,m)=immse(tmpN,TEN(n,:));
  end
end
```