

Autorizační razítko:

Číslo soupravy:

AKTUALIZACE 10/2017

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

Číslo změny:	Obsah změny:	Datum změny:
01	-	-
02	-	-
03	-	-

Objednatel:



Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

Stavební správa západ
Sokolovská 278/1955, 190 00 Praha 9

Zhotovitel:

SP + PSERVIS Děčín – Žleb PD

Hlavní inženýr projektu:

ING. MARTIN VLASÁK

Garant profese:

ING. MARTIN VLASÁK



SUDOP PRAHA a.s.
Olšanská 1a, 130 00 Praha 3
tel.: +420 267 094 111
e-mail: praha@sudop.cz



PROJEKT servis spol. s r.o.
U Elektry 830/2b, 198 00 Praha 9
tel.: + 420 281 090 860
e-mail: firma@projekt-servis.cz

Zhotovitel části:

SUDOP PRAHA a.s., STŘEDISKO - MOSTŮ

Vedoucí střediska:

ING. DANA WANGLER

Odpovědný projektant SO, IO, PS:

ING. JAN BARTALOŠ

Vypracoval:

ING. JAN BARTALOŠ

Kontroloval:

ING. TOMÁŠ MARTINEK

Název akce:

**OPTIMALIZACE TRATĚ ÚSEKU DĚČÍN VÝCHOD (mimo) -
DĚČÍN-PROSTŘEDNÍ ŽLEB (mimo)**

Číslo smlouvy:

16 216 209

Projektový stupeň:

PD

Část:

MOSTY, PROPUSTKY, ZDI

Datum:

07/2017

Číslo části:

E.1.4

SO 91-20-01 ŽELEZNIČNÍ MOST PŘES LABE V EV. KM 458,756

Název přílohy:

Měřítko:

Počet formátů:

- A4

STATICKÝ VÝPOČET - BEZSTYKOVÁ KOLEJ

Číslo přílohy:

010.2

Obsah

1	Úvod	5
2	Bezстыková kolej na mostě	8
2.1	Základní principy metodiky posouzení BK na mostě	8
3	Výpočetní model	9
3.1	Popis výpočetního modelu	9
3.2	Geometrie modelu	9
3.3	Průřezy	11
3.4	Podepření modelu	14
3.4.1	Tuhé podpory	14
3.4.2	Pružné podpory	14
3.5	Vzájemné vazby mezi prvky	15
3.5.1	Vodorovná tuhost kolejového lože	16
3.5.1.1	Vliv stabilizace kolejového lože lepením šterku pryskyřicí na vodorovnou tuhost	21
3.5.2	Svislá tuhost kolejového lože	23
4	Zatížení	27
4.1	Součinitele spolehlivosti zatížení a kombinace	27
4.2	Zatížení teplotou	27
4.2.1	Obecně	27
4.2.2	Aplikace zatížení na statický model konstrukce	29
4.3	Zatížení kolejovou dopravou	29
4.3.1	Svislá zatížení	29
4.3.2	Vodorovná zatížení	31
4.3.3	Aplikace zatížení na statický model konstrukce	31
5	Výsledky	33
5.1	Účinky teplotního zatížení	33
5.2	Účinky pohyblivého zatížení	34
5.2.1	Globální účinky	34
5.2.1.1	Napětí σ_a od normálové síly N_x	34
5.2.1.2	Napětí $\sigma_a + \sigma_b$ od normálové síly N_x a ohybového momentu M_y	40
5.2.1.3	Účinek vlivu stabilizace kolejového lože lepením pryskyřicí	47
5.2.2	Lokální účinky	49
5.3	Posouzení celkového napětí v kolejnici	49
5.4	Součinitele interakce	52
6	Závěr	54
7	Podklady	55
7.1	Použité normy	55
7.2	Použité předpisy	55
7.3	Použitá literatura	55
7.4	Použitý software	55

Seznam obrázků

Obrázek 1-1: Přehledný výkres stávajícího přemostění z archivní dokumentace	5
Obrázek 1-2: Statické schéma stávající mostní konstrukce.....	5
Obrázek 1-3: Přehledný výkres nového stavu (pracovní verze)	6
Obrázek 1-4: Statické schéma mostní konstrukce.....	6
Obrázek 1-5: Vzorový příčný řez mostu v krajním poli č.1 (pracovní verze).....	6
Obrázek 1-6: Vzorový příčný řez mostu v hlavním poli (pracovní verze).....	7
Obrázek 2-1: Dílčí složky napětí v kolejnici – schéma pracovního diagramu oceli.....	8
Obrázek 3-1: Vzájemné vazby mezi jednotlivými uzly výpočetního modelu.....	9
Obrázek 3-2: Pohled na uzly výpočetní sítě v místě mezi konstrukcemi	10
Obrázek 3-3: Detailní axonometrický pohled na model konstrukce a koleje	10
Obrázek 3-4: Celkový axonometrický pohled na model konstrukce a koleje	10
Obrázek 3-5: Průřezové charakteristiky náhradního spřaženého průřezu pro konstrukce 1. a 4.pole .	11
Obrázek 3-6: Rozměry a umístění náhradního spřaženého průřezu vzhledem k těžišti kolejnice	11
Obrázek 3-7: Průřezové charakteristiky náhradního ocelového průřezu pro konstrukce 2. a 3.pole ...	12
Obrázek 3-8: Rozměry a umístění náhradního ocelového průřezu vzhledem k těžišti kolejnice.....	12
Obrázek 3-9: Průřezové charakteristiky kolejnic UIC60/E1	13
Obrázek 3-10: Tuhé podpory v oblasti širé trati	14
Obrázek 3-11: Tuhé podpory v oblasti nosné konstrukce.....	14
Obrázek 3-12: Pružné podpory v oblasti nosné konstrukce.....	14
Obrázek 3-13: Tuhost spodní stavby v podélném směru.....	15
Obrázek 3-14: Vzájemné vazby mezi kolejí a zemní plání resp. mostní konstrukcí – rozhraní mezi tratí a 1.mostním polem	15
Obrázek 3-15: Vzájemné vazby mezi kolejí a mostní konstrukcí – rozhraní mezi konstrukcemi	15
Obrázek 3-16: Obecný graf vodorovné tuhosti kolejového lože.....	16
Obrázek 3-17: Graf podélné tuhosti kolejového lože a upevňovadel pro $d = 1,0$ m v zatíženém i nezatíženém stavu	17
Obrázek 3-18: Hysterézní funkce.....	18
Obrázek 3-19: Graf podélné tuhosti kolejového lože vč. tuhosti upevňovadel pro $d_s = 0,6$ m	19
Obrázek 3-20: Graf podélné tuhosti kolejového lože vč. tuhosti upevňovadel pro $d_s = 1,0$ m	20
Obrázek 3-21: Graf podélné tuhosti kolejového lože pro $d_s = 1,0$ m	21
Obrázek 3-22: Graf podélné tuhosti plně stabilizované části kolejového lože vč. tuhosti upevňovadel pro $d_s = 0,6$ m.....	22
Obrázek 3-23: Graf podélné tuhosti plně stabilizované části kolejového lože vč. tuhosti upevňovadel pro $d_s = 0,6$ m.....	23
Obrázek 3-24: Výpočet svislé tuhosti kolejového lože	25
Obrázek 3-25: Schéma vzájemného propojení BK a podkladu – nezatížené a zatížené kolejové lože	26
Obrázek 4-1: Schéma teplotní změny kolejnice a mostní konstrukce	28
Obrázek 4-2: Průběh napětí v kolejnici pro $\Delta T = -53^{\circ}\text{C}/+43^{\circ}\text{C}$	29
Obrázek 4-3: Zatížení teplotou aplikované na mostní konstrukci	29

Obrázek 4-4: Schéma modelu zatížení 71	29
Obrázek 4-5: Uvažované polohy zatížení	32
Obrázek 4-6: Svislé složky pohyblivého zatížení [N; N/mm].....	32
Obrázek 4-7: Vodorovné složky pohyblivého zatížení [N/mm].....	32
Obrázek 5-1: Průběh napětí v kolejnici od oteplení NK	33
Obrázek 5-2: Průběh napětí v kolejnici od ochlazení NK.....	33
Obrázek 5-3: Průběh napětí σ_a v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení a).....	35
Obrázek 5-4: Průběh napětí σ_a v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení b).....	36
Obrázek 5-5: Průběh napětí σ_a v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení c)	37
Obrázek 5-6: Průběh napětí σ_a v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení d).....	38
Obrázek 5-7: Průběh napětí σ_a v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení e).....	39
Obrázek 5-8: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení a).....	41
Obrázek 5-9: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení b).....	42
Obrázek 5-10: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení c).....	43
Obrázek 5-11: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení d).....	44
Obrázek 5-12: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení e).....	45
Obrázek 5-13: Průběh kombinovaného napětí v předpolí opěry OP2 – vlevo bez a vpravo se stabilizací	48
Obrázek 5-14: Obálka maxim lokálního ohybového momentu M_y	49

Seznam tabulek

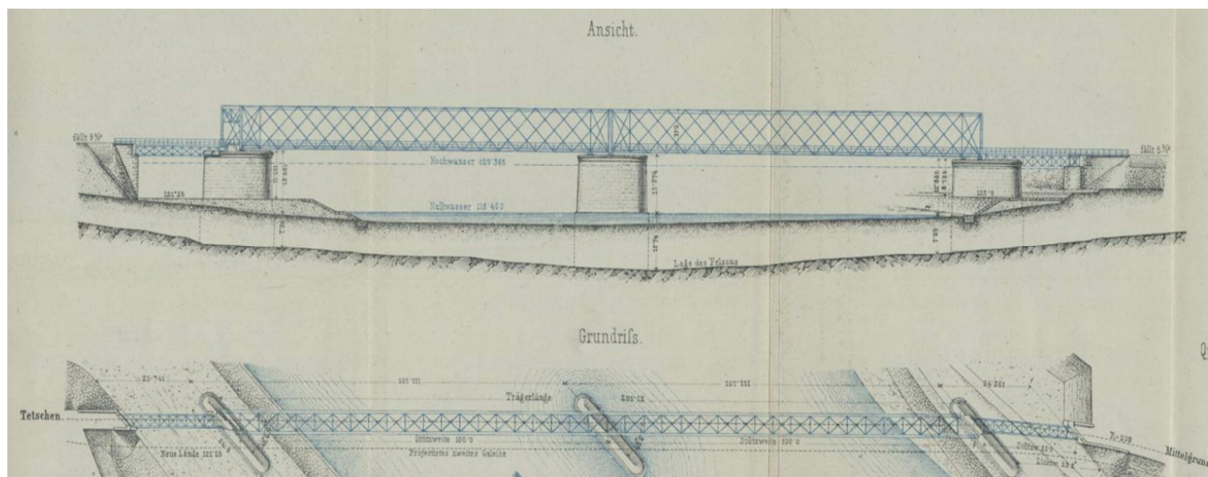
Tabulka 3-1: Popis a číslování jednotlivých uzlů výpočetního modelu	9
Tabulka 3-2: Stanovení ekvivalentních svislých tuhostí	24
Tabulka 3-3: Hodnoty ekvivalentních svislých tuhostí	25
Tabulka 4-1: Součinitele pro stanovení celkového napětí v kolejnici	27
Tabulka 4-2: Součinitele pro stanovení vodorovné reakce R_x	27
Tabulka 4-3: Teplotní změna mostní konstrukce od okamžiku zřízení BK	28
Tabulka 5-1: Shrnutí výsledných napětí	46
Tabulka 5-2: Parametry průřezu kolejnice UIC60/E1 vstupující do posudků	49
Tabulka 5-3: Výsledné tahové napětí v dolních vláknech pro průřez mezi pražci	50
Tabulka 5-4: Výsledné tahové napětí v horních vláknech pro průřez nad pražcem	50
Tabulka 5-5: Výsledné tlakové napětí v horních vláknech pro průřez mezi pražci	51
Tabulka 5-6: Výsledné tlakové napětí v dolních vláknech pro průřez nad pražcem	51
Tabulka 5-7: Výpočet součinitelů interakce	52
Tabulka 5-8: Výsledné součinitele interakce	53

1 ÚVOD

V rámci akce „Optimalizace traťového úseku Děčín východ (mimo) – Děčín-Prostřední Žleb (mimo)“ je navrhována výměna stávající mostní konstrukce přes Labe v Prostředním Žlebu.

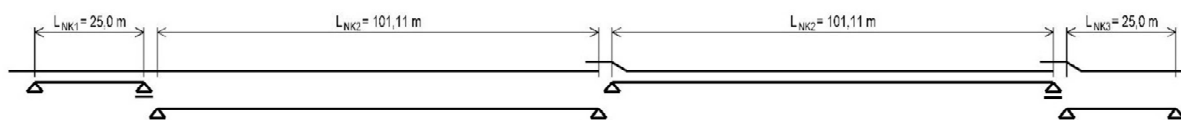
Stávající ocelová nýtovaná jednokolejná konstrukce pochází ze 70.let 19.století, skládá se ze 4 mostních polí a ze statického hlediska se jedná o soustavu 4 prostých nosníků o rozpětích 25,0 m + 2 x 100,0 m + 25,0 m. Spodní stavba mostu je dvoukolejná, tvořená kamenným zdivem. Mostní konstrukce je na spodní stavbě uložena excentricky se šikmostí uložení cca 45°. Kolej na mostě je v přímé a ve čtvrtém poli přechází do oblouku o poloměru $R = 261$ m. Nad prvním a druhým pilířem jsou v koleji umístěna kolejnicová dilatační zařízení.

Obrázek 1-1: Přehledný výkres stávajícího přemostění z archivní dokumentace



Zdroj: Internet – Brücke über die Elbe bei Tetschen - <http://digital.slub-dresden.de/werkansicht/dlf/52848/1/>

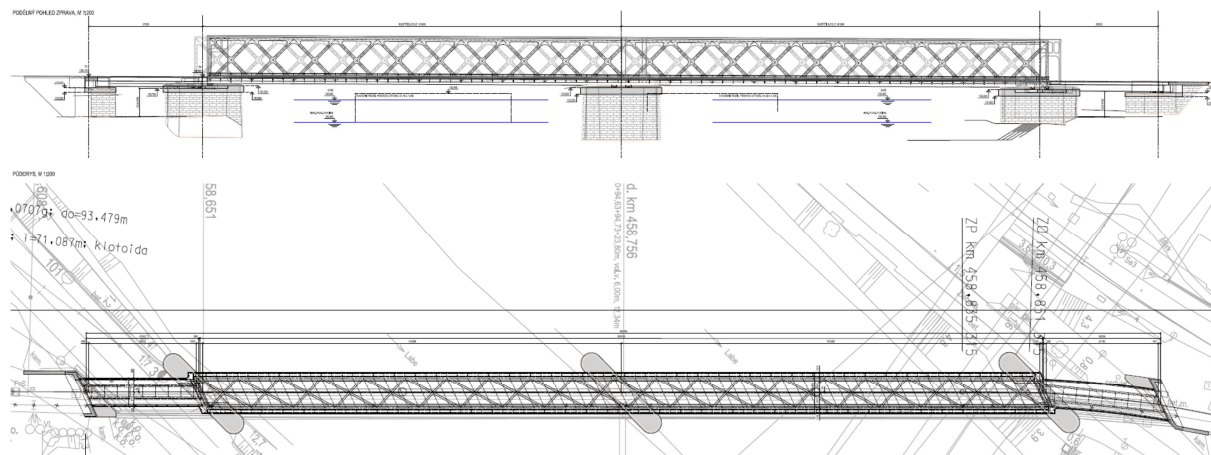
Obrázek 1-2: Statické schéma stávající mostní konstrukce



Zdroj: Vlastní zpracování

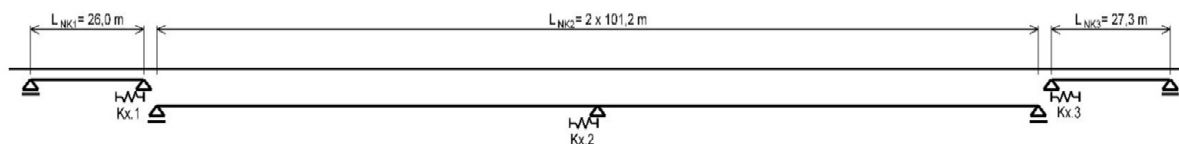
Navrhovaná mostní konstrukce je nově osazena centricky na stávající spodní stavbu. Šikmost uložení je zmenšena na 60°, resp. 59° pro čtvrté mostní pole. V prvním a čtvrtém poli jsou navrženy prosté spřažené ocelobetonové konstrukce s horní mostovkou. Pro přemostění druhého a třetího pole byla zvolena spojitá ocelová svařovaná příhradová konstrukce s dolní mostovkou a žlabem kolejového lože. Rozpětí jednotlivých polí jsou 26,0 m + 2 x 101,2 m + 27,2 m. Pevná ložiska prostých konstrukcí jsou umístěna na krajních pilířích P1 a P3. Střední spojitá konstrukce má pevný uzel umístěný na středním pilíři P2. Směrové poměry koleje na mostě byly oproti stávajícím nepatrně upraveny. Poloměr směrového oblouku ve čtvrtém poli byl upraven na hodnotu 258 m. V novém stavu se předpokládá zřízení bezстыkové koleje bez kolejnicových dilatačních zařízení.

Obrázek 1-3: Přehledný výkres nového stavu (pracovní verze)



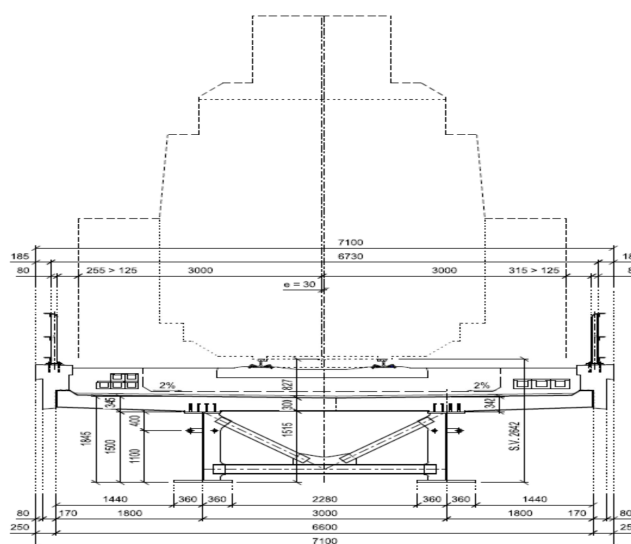
Zdroj: Vlastní zpracování

Obrázek 1-4: Statické schéma mostní konstrukce



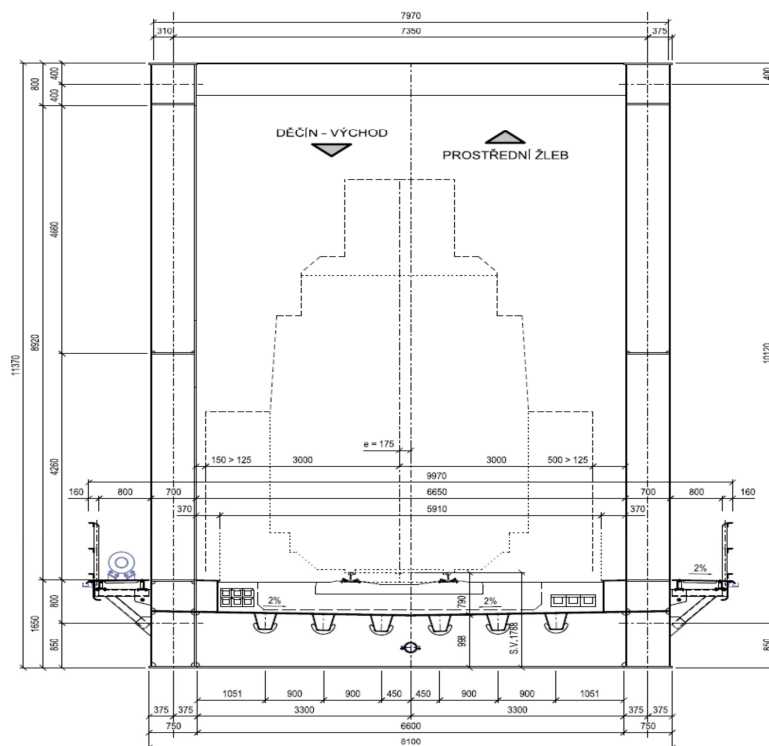
Zdroj: Vlastní zpracování

Obrázek 1-5: Vzorový příčný řez mostu v krajním poli č.1 (pracovní verze)



Zdroj: Vlastní zpracování

Obrázek 1-6: Vzorový příčný řez mostu v hlavním poli (pracovní verze)



Zdroj: Vlastní zpracování

2 BEZSTYKOVÁ KOLEJ NA MOSTĚ

2.1 Základní principy metodiky posouzení BK na mostě

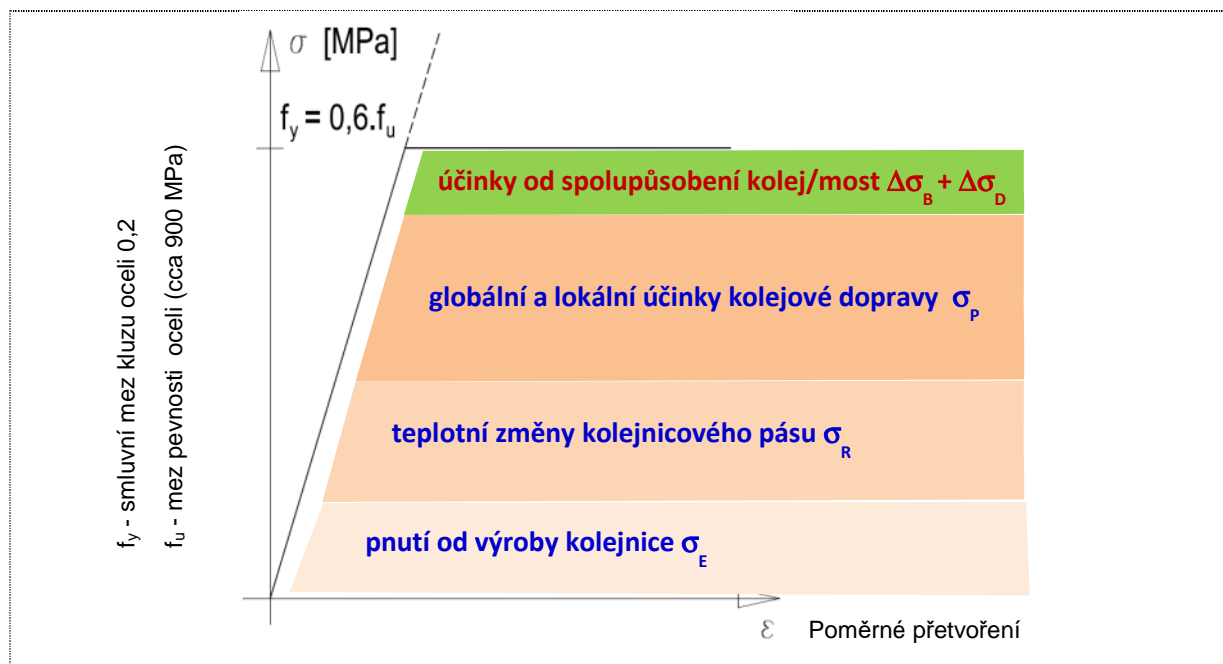
V návaznosti na požadavky ČSN EN 1991-2 [1.3] čl. 6.5.4 je nutné u mostních konstrukcí posoudit tzv. **kombinovanou odezvu konstrukce a koleje na proměnná zatížení**.

Uvažovaná proměnná zatížení:

- teplotní změny mostní konstrukce
- účinky brzdných a rozjezdových sil
- účinky od deformace mostní konstrukce od provozních zatížení.

Zřizování BK na mostních objektech upravuje předpis SŽDC S3 [2.1] díl XII, ve kterém jsou uvedena maximální dovolená rozpětí mostních konstrukcí pro umístění BK. Rozpětí i statické schéma mostní konstrukce uvedené v kapitole č.1 požadavků předpisu [2.1] nevyhovují, což ale nutně neznamená, že BK nepůjde na nové konstrukci zřídit. Pro ověření nového statického schématu bylo proto nutné stanovit napětí v kolejnicích výpočtem kombinované odezvy mostní konstrukce a koleje. Pro výpočet byla použita metoda „Komplexní analýzy“ popsaná v publikaci „**Metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje**“ [3.1] zpracovaná firmou SUDOP PRAHA a.s. ve spolupráci se stavební fakultou ČVUT v Praze. Základem komplexní analýzy je posouzení celkového napětí v kolejnici dle zásad ČSN EN 1993-2 [1.4] od všech účinků zatížení, získaných z jednoho komplexního statického modelu. Na základě této metodiky byly vytvořeny dva typy výpočetních modelů, ve kterých bylo současně uvažováno s teplotním zatížením i s proměnným zatížením od kolejové dopravy (svislé i rozjezd/brzdění) v různých polohách. První typ modelu zohledňoval vodorovnou tuhost kolejového lože (zatíženého i nezatíženého), ale nezohledňoval tuhost kolejového lože ve svislém směru. Ve druhém typu modelu byly aplikovány tuhosti kolejového lože ve vodorovném i svislém směru. Výsledky z těchto modelů byly následně porovnány. Jediným rozdílem oproti metodě komplexní analýzy bylo to, že účinky od lokálního namáhání kolejnice byly zjištěny zvlášť na odděleném výpočetním modelu.

Obrázek 2-1: Dílčí složky napětí v kolejnici – schéma pracovního diagramu oceli



Zdroj: [3.1]

3 VÝPOČETNÍ MODEL

3.1 Popis výpočetního modelu

Výpočetní model konstrukce a kole byl vytvořen v programu MIDAS Civil v1.1 [4.1]. Jedná se o rovinný 2D model půdorysně přímý se zatížením působícím pouze v rovině nosné konstrukce a s přesahem koleje o 150 m za nosnou konstrukci na každou stranu. Prostorový 3D model by byl pro potřeby dokumentace v tomto stupni příliš náročný a podrobný. Půdorysné zakřivení koleje v posledním mostním poli bylo zohledněno v závěrečném posouzení celkového napětí v kolejnici pomocí zvětšovacího součinitele β dle předpisu [2.1] díl IV, čl. 43, vzorec (2). Skutečné průřezy mostní konstrukce byly nahrazeny průřezy zjednodušenými, ale s odpovídající podélnou ohybovou tuhostí. Geometricky byly elementy konstrukce osazeny tak, aby jejich vzájemná poloha i poloha vůči koleji odpovídala skutečným vzdálenostem v navrhovaném budoucím stavu. Základní délka elementu byla zvolena dle vzdálenosti prážců $L_{elem} = 0,6$ m. V místech ložisek a nad ukončeními NK byly základní délky elementů naděleny podle potřeby.

3.2 Geometrie modelu

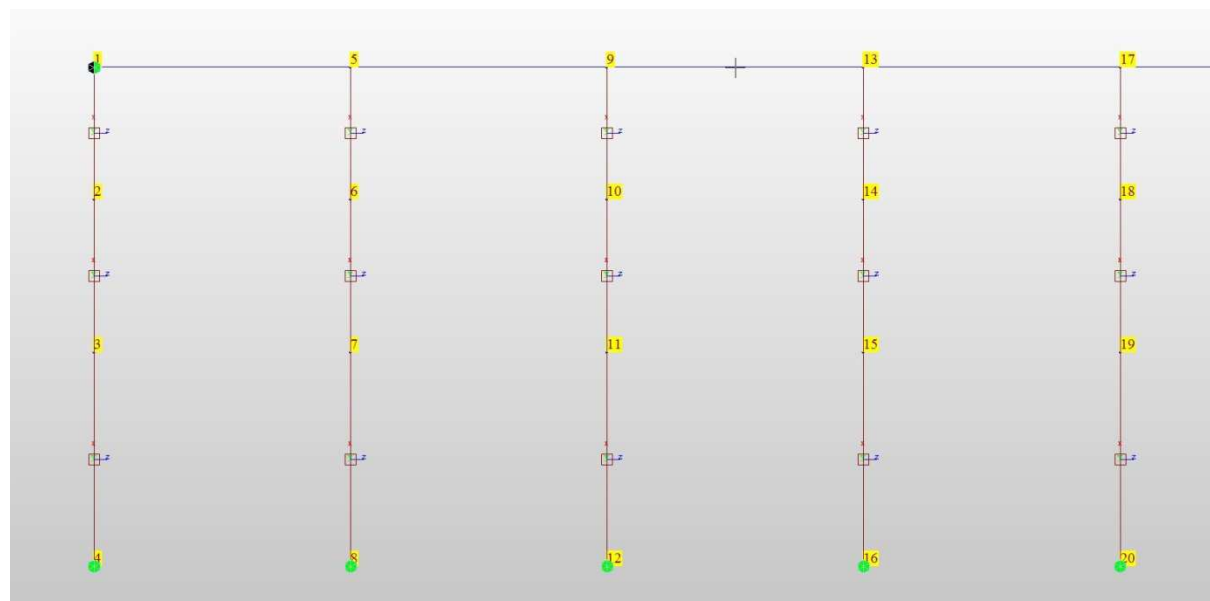
Výpočetní model se stává ze sítě jednotlivých uzlů. Uzly jsou uspořádány do systému tvořícího linie, z nichž každá představuje určitou úroveň ve vzájemné vazbě kolej – šterkové lože – podklad (zemní pláň nebo mostní konstrukce). Linie jsou vzájemně propojeny vazbami, které jsou popsány v kapitole 3.5.

Tabulka 3-1: Popis a číslování jednotlivých uzlů výpočetního modelu

Úroveň	První uzel	Následující uzel	Význam
Horní (č.1)	$i = 1$	$i+1 = i+4$	těžišťová osa průřezu kolejnice
Mezi – vrchní (č.2)	$i = 2$	$i+1 = i+4$	spodní plocha prážce
Mezi – střední (č.3)	$i = 3$	$i+1 = i+4$	rozhraní mezi výpočtovými vazbami
Mezi - spodní (č.4)	$i = 4$	$i+1 = i+4$	zemní pláň nebo osa náhradního průřezu NK
Dolní (č.5)	mimo systém číslování	mimo systém číslování	spodní plocha dolní ložiskové desky

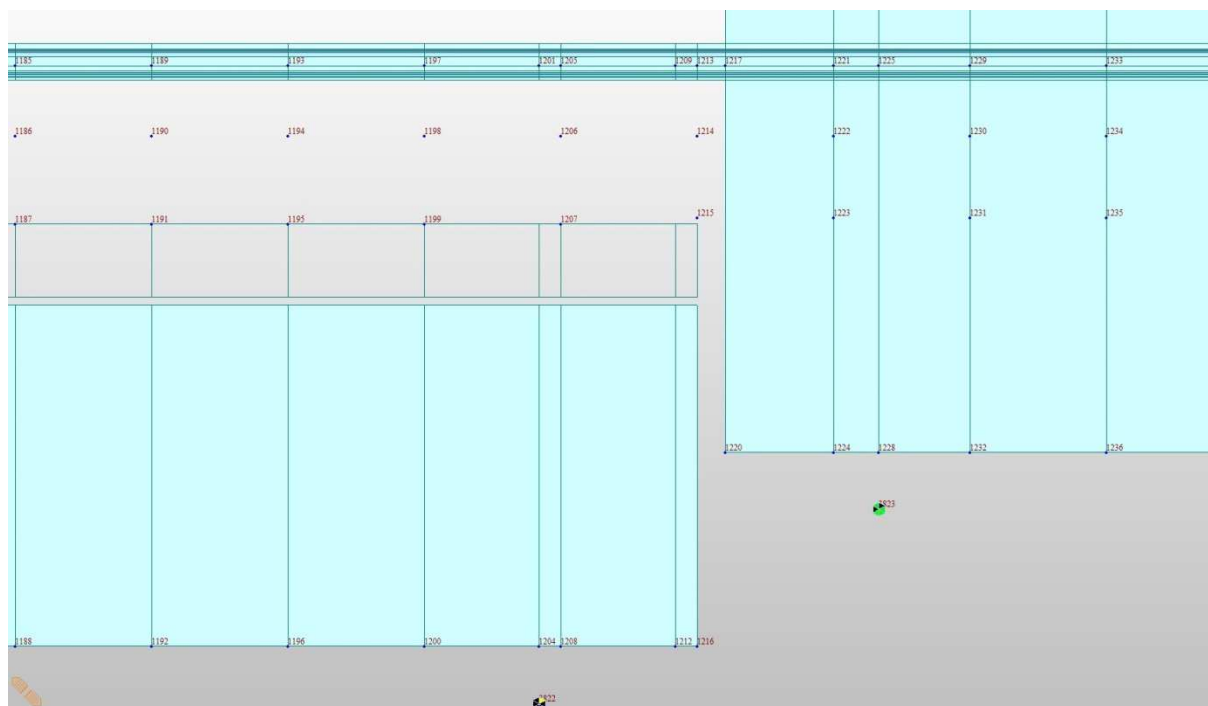
Zdroj: Vlastní zpracování

Obrázek 3-1: Vzájemné vazby mezi jednotlivými uzly výpočetního modelu



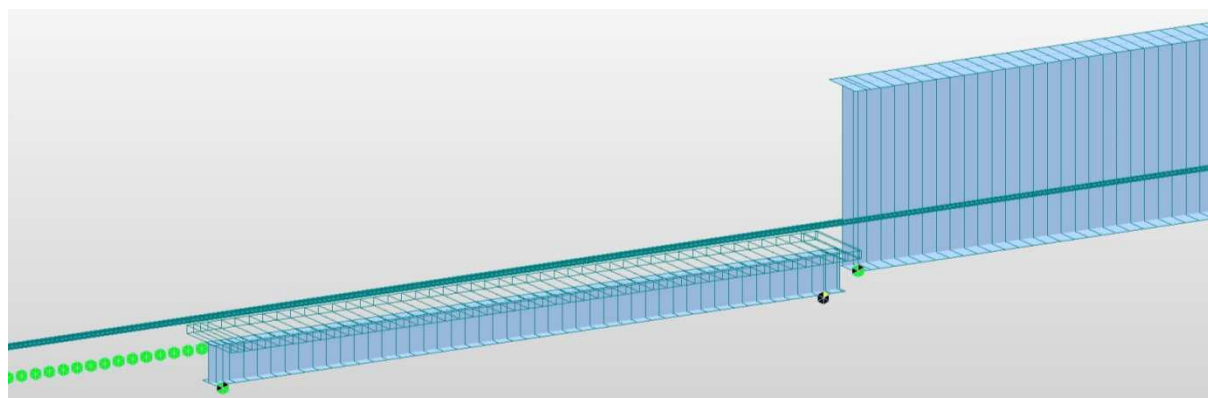
Zdroj: [4.1]

Obrázek 3-2: Pohled na uzly výpočetní sítě v místě mezi konstrukcemi



Zdroj: [4.1]

Obrázek 3-3: Detailní axonometrický pohled na model konstrukce a koleje



Zdroj: [4.1]

Obrázek 3-4: Celkový axonometrický pohled na model konstrukce a koleje



Zdroj: [4.1]

3.3 Průřezy

Pro model NK byly vytvořeny náhradní průřezy, které respektují podélnou tuhost (moment setrvačnosti I_y) navrhovaných mostních polí. Z hlediska výsledné hodnoty napětí v kolejnici má právě podélná tuhost náhradních průřezů významný vliv, protože určuje velikosti svislých deformací od přetížení proměnným zatížením.

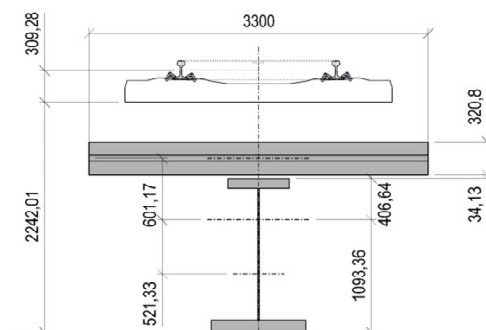
Obrázek 3-5: Průřezové charakteristiky náhradního spráženého průřezu pro konstrukce 1. a 4.pole

The screenshot displays the 'Section Data' and 'Section Properties' windows of a structural analysis software. The 'Section Data' window on the left shows the configuration for a composite section (DB/User Composite). It includes fields for Section ID (2), Name (Nahradni_nosnik_f_1_4), and Section Type (Steel-I (Type1)). Dimensions for the slab (Bc=3300 mm, tc=320.8 mm, Hh=34.13 mm) and girder (Hw=1280 mm, tw=16 mm, B1=600 mm, B2=920 mm, tf1=100 mm, tf2=120 mm) are specified. Material properties (Es/Ec=6.39542, Ds/Dc=3.0792, Ps=0.3, Pc=0.2, Ts/Tc=1.2) and options for multiple modulus of elasticity, creep, and shrinkage are also shown. The 'Section Properties' window on the right lists various geometric and inertial properties, comparing values before and after composite action.

	Value(Before)	Value(After)	Unit
Area	1.908800e+005	3.564110e+005	mm ²
Ixx	7.318178e+008	3.807623e+009	mm ⁴
Iyy	7.889627e+010	1.920183e+011	mm ⁴
Izz	9.587317e+009	1.598067e+011	mm ⁴
Cyp	4.600000e+002	4.600000e+002	mm
Cym	4.600000e+002	4.600000e+002	mm
Czp	9.279715e+002	4.066386e+002	mm
Czm	5.720285e+002	1.093361e+003	mm
Qyb	0.000000e+000	0.000000e+000	mm ²
Qzb	0.000000e+000	0.000000e+000	mm ²
Peri:O	6.008000e+003	1.324960e+004	mm
Peri:I	0.000000e+000	0.000000e+000	mm
Centery	4.600000e+002	1.650000e+003	mm
Centerz	5.720285e+002	1.093361e+003	mm
y1	-3.000000e+002	-3.000000e+002	mm
z1	9.279715e+002	4.066386e+002	mm
y2	3.000000e+002	3.000000e+002	mm
z2	9.279715e+002	4.066386e+002	mm
y3	4.600000e+002	4.600000e+002	mm
z3	-5.720285e+002	-1.093361e+003	mm
y4	-4.600000e+002	-4.600000e+002	mm
z4	-5.720285e+002	-1.093361e+003	mm

Zdroj: [4.1]

Obrázek 3-6: Rozměry a umístění náhradního spráženého průřezu vzhledem k těžišti kolejnice



Zdroj: Vlastní zpracování

Obrázek 3-7: Průřezové charakteristiky náhradního ocelového průřezu pro konstrukce 2. a 3.pole

Section Data

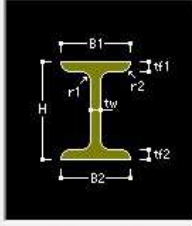
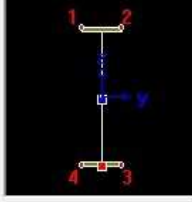
DB/User Value

Section ID: 1

Name: Nahradni_nosnik

I-Section

Built-Up Section

Size		
H	7000.0000	mm
B1	2000.0000	mm
tw	10.0000	mm
tf1	182.9000	mm
B2	2000.0000	mm
tf2	200.0000	mm
r1	0.0000	mm
r2	0.0000	mm

Section Properties		
Calc. Section Properties		
Area	8.31991e+005	mm^2
Asy	6.38183e+005	mm^2
Asz	7.00000e+004	mm^2
Ixx	9.41524e+009	mm^4
Iyy	9.10275e+012	mm^4
Izz	2.55274e+011	mm^4
Cyp	1000.0000	mm

Consider Shear Deformation.

Consider Warping Effect(7th DOF)

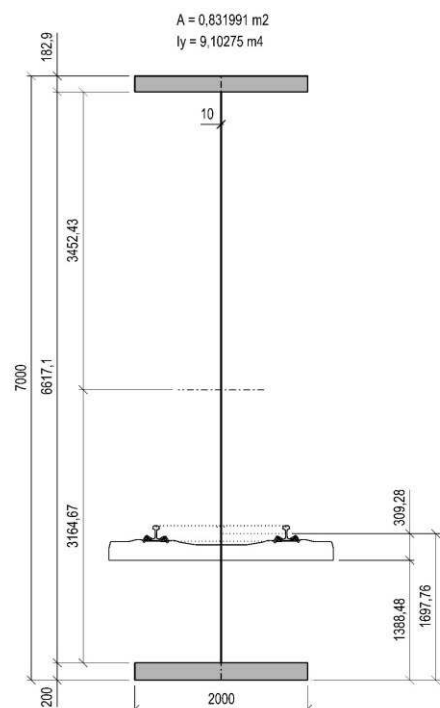
Offset : Center-Bottom

Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Zdroj: [4.1]

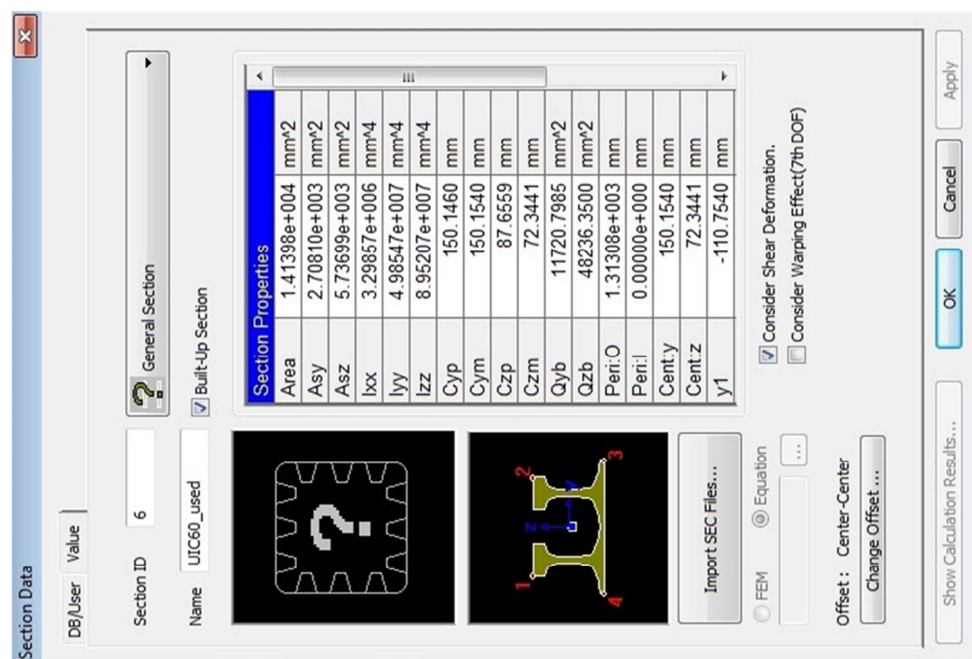
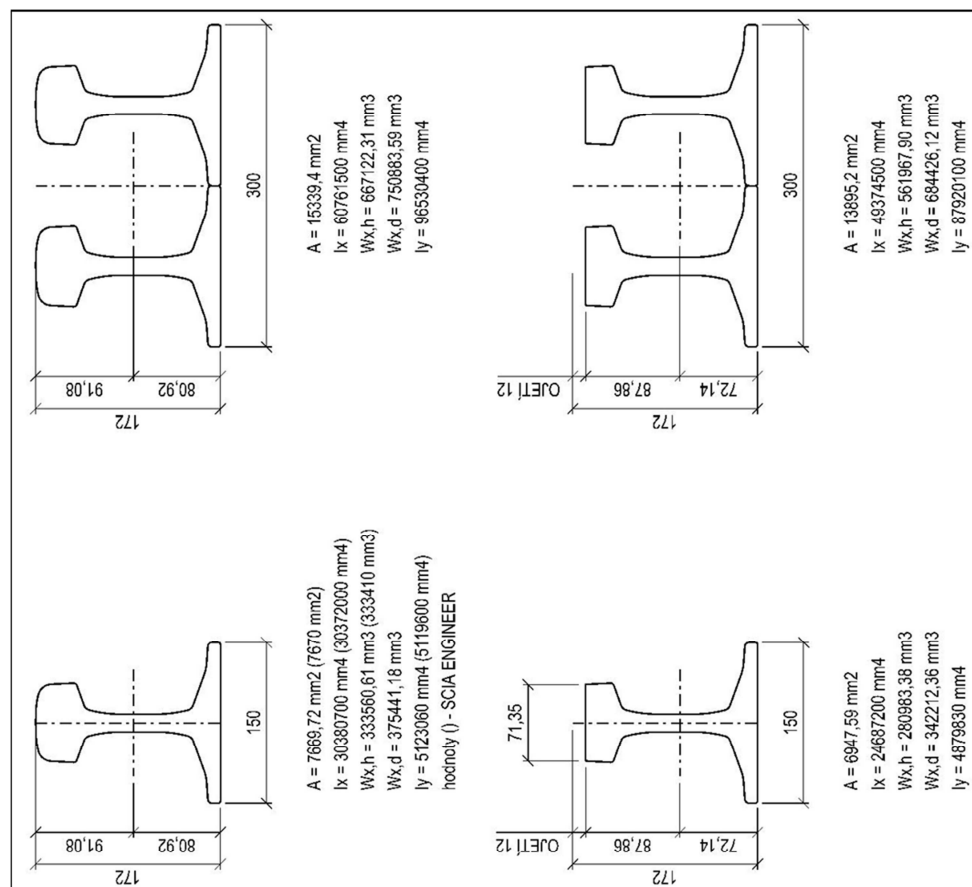
Obrázek 3-8: Rozměry a umístění náhradního ocelového průřezu vzhledem k těžišti kolejnice



Zdroj: Vlastní zpracování

V rámci optimalizace traťového úseku je navrhována i výměna stávajícího železničního svršku. Pro nový stav byla tedy zvolena kolejnice UIC60/E1. Průřez aplikovaný ve výpočetním modelu uvažuje s 2 profily UIC60/E1 se srovnaným výškovým ojetím 12 mm.

Obrázek 3-9: Průřezové charakteristiky kolejnic UIC60/E1



Zdroj: [4.1], Bentley Microstation V8

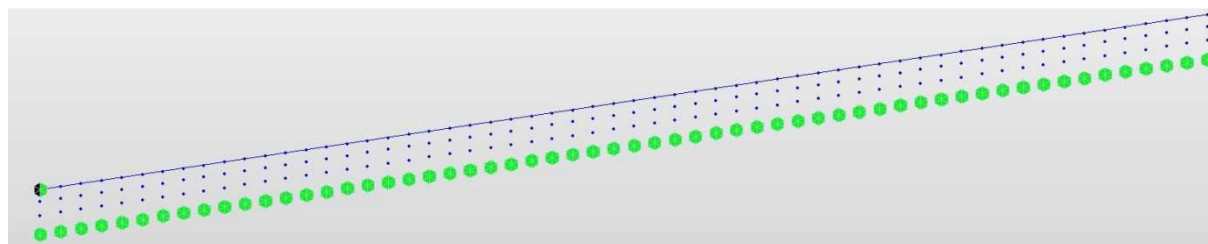
3.4 Podepření modelu

3.4.1 Tuhé podpory

Tuhými podporami jsou myšleny takové vazby, které jsou pevně uloženy ve všech směrech nebo mají v některých směrech vazby uvolněné. Tuhé podpory jsou v modelu zastoupeny následujícími 3 typy:

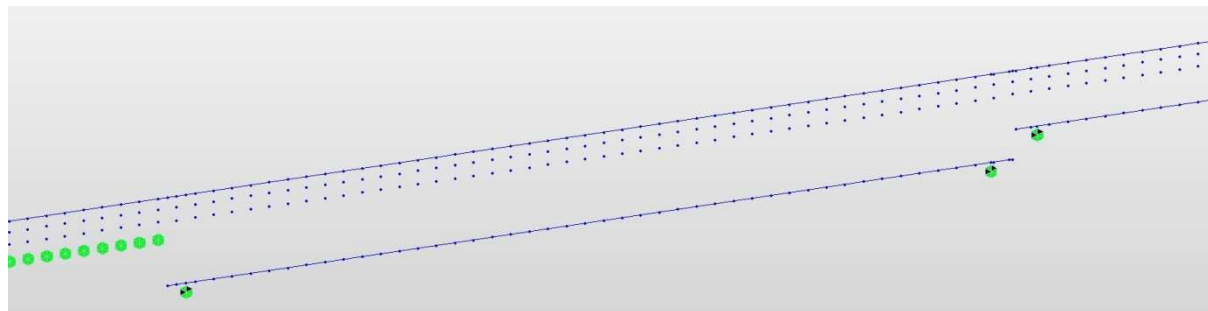
- 1) uložení konců BK v trati ($SD_x=SD_y=SD_z=1$ - tuhé, $SR_x=SR_y=SR_z=0$ – volné),
- 2) uložení koleje v trati ($SD_x=SD_y=SD_z=SR_x=SR_y=SR_z=1$ – tuhé),
- 3) ložiska mostu ($SD_y=SR_z=SR_x=SR_z=1$ - tuhé, $SD_x=SR_y=0$ – volné).

Obrázek 3-10: Tuhé podpory v oblasti širé trati



Zdroj: [4.1]

Obrázek 3-11: Tuhé podpory v oblasti nosné konstrukce



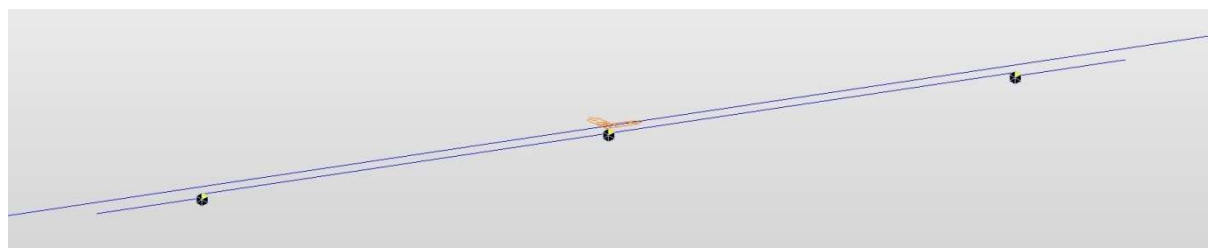
Zdroj: [4.1]

3.4.2 Pružné podpory

Pružnými podporami jsou myšleny takové vazby, které reprezentují tuhosti spodní stavby. V našem případě tuhosti pilířů v podélném směru v úrovni uložení pevných ložisek na úložných prazích. Na obrázku 3-13 jsou uvedeny jednotlivé složky deformace spodní stavby, které se mají při výpočtu její tuhosti uvažovat. Zjednodušený výpočet tuhosti pilíře byl určen na prutovém modelu vymodelovaném v programu SCIA ENGINEER 2008.1 [4.2]. Tuhosti založení spodní stavby (posun i natočení) byly určeny pomocí programu GEO5 2016 CS – modul Patky [4.3]. Pro určení parametrů zdiva byly použity normy [1.5] a [1.6]. Parametry podloží převzaty z [3.3].

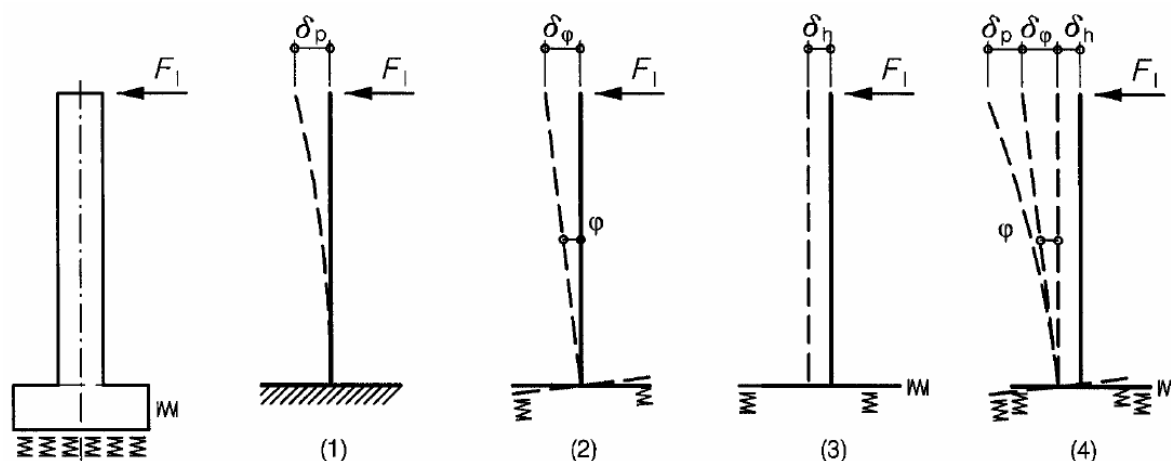
Výsledná vypočtená tuhost spodní stavby uvažovaná v modelu $K_x = 400 \text{ MN/m}$.

Obrázek 3-12: Pružné podpory v oblasti nosné konstrukce



Zdroj: [4.1]

Obrázek 3-13: Tuhost spodní stavby v podélném směru

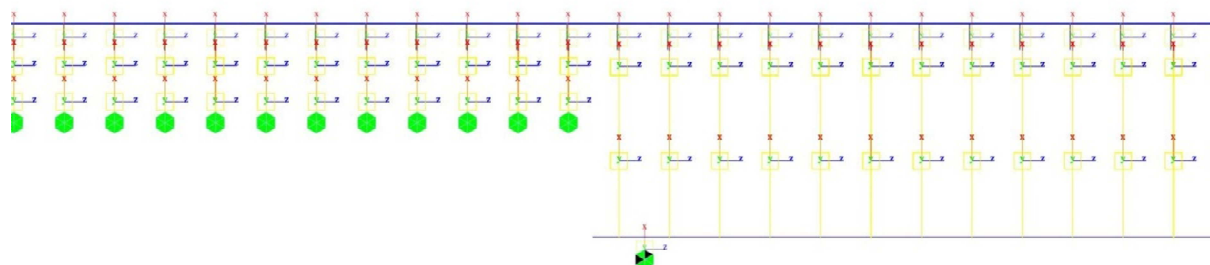


Zdroj: [1.3]

3.5 Vzájemné vazby mezi prvky

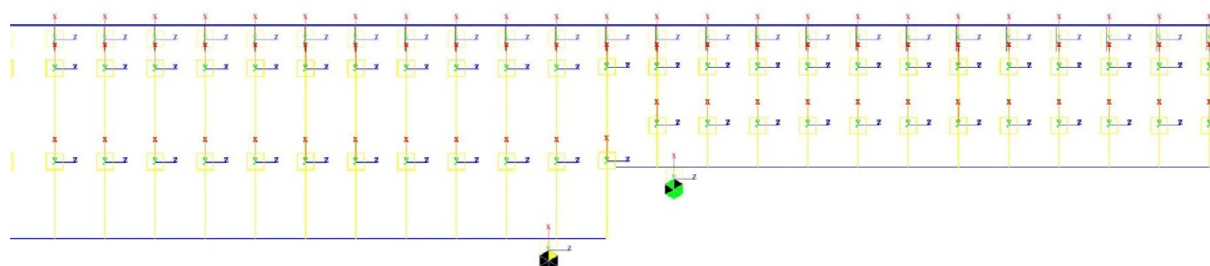
Pro správnou funkci výpočetního modelu je důležité co nejpřesněji vystihnout chování kolejového lože, ve kterém fyzicky dochází k vzájemnému přenosu sil mezi BK a NK. Toto zajišťují lineární a bilineární vazby mezi jednotlivými uzly (v MIDASu vazby „Elastic link“ a „Multi-linear link“). Vlastnosti kolejového lože jsou dány jeho tuhostmi v podélném, příčném a svislém směru. Obsahem tohoto posouzení jsou však jen podélné a svislé tuhosti, jejichž konkrétní vlastnosti jsou popsány v následujících kapitolách. Zohlednění příčné tuhosti bude úkolem do budoucna pro další vývoj v posuzování kombinované odevzy koleje a mostu.

Obrázek 3-14: Vzájemné vazby mezi kolejí a zemní plání resp. mostní konstrukcí – rozhraní mezi tratí a 1.mostním polem



Zdroj: [4.1]

Obrázek 3-15: Vzájemné vazby mezi kolejí a mostní konstrukcí – rozhraní mezi konstrukcemi

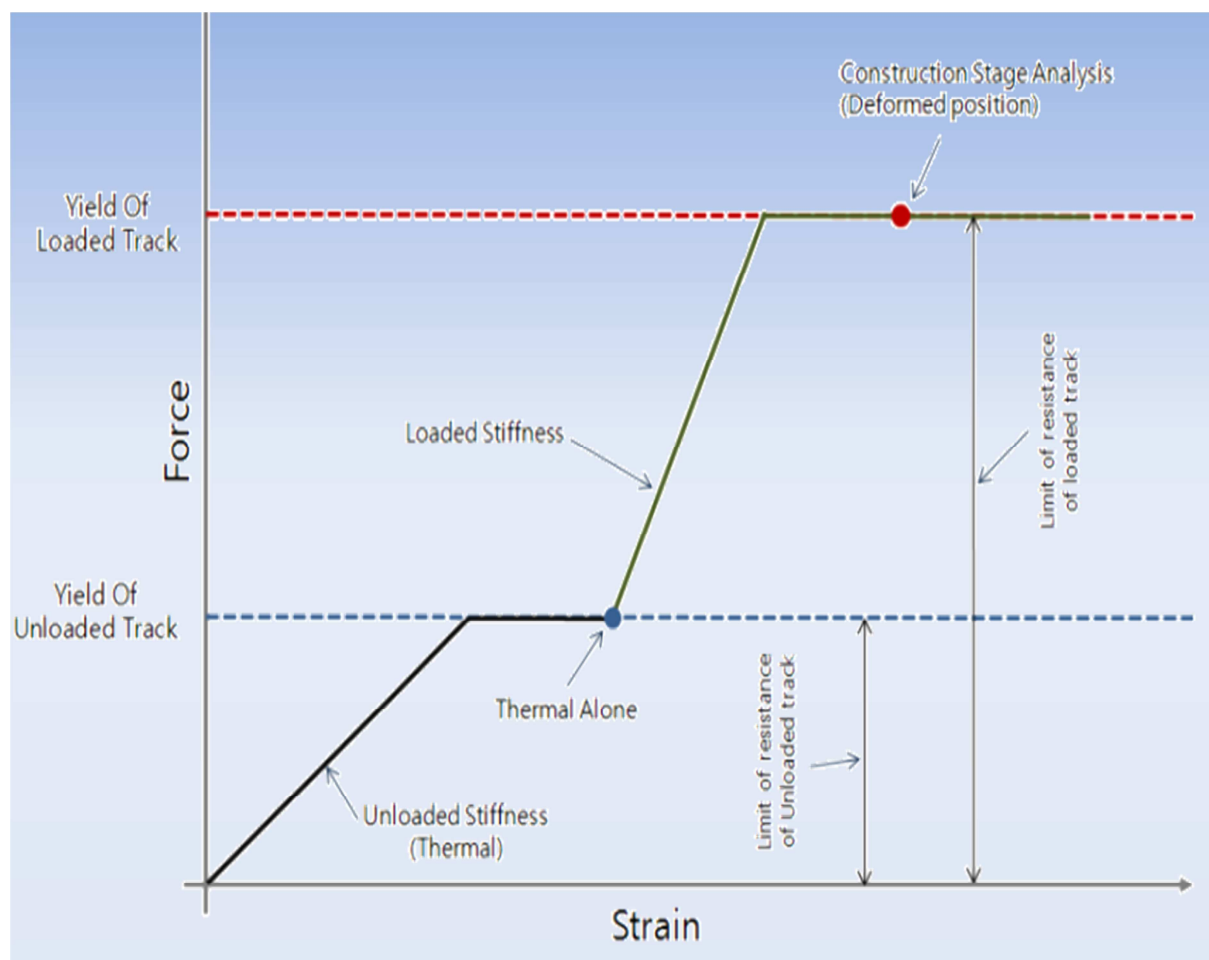


Zdroj: [4.1]

3.5.1 Vodorovná tuhost kolejového lože

Tuhost kolejového lože v podélném směru je dána hodnotou jeho podélného odporu proti posunutí. Rozlišujeme tuhost nezatíženého a zatíženého kolejového lože. Velikost podélného odporu pro nezatížené lože uvažujeme hodnotou $k_{x,TB,unloaded} = 20 \text{ kN/m}$ a pro zatížené lože hodnotou $k_{x,TB,load} = 60 \text{ kN/m}$ viz. [1.3] NA.2.75. Graf vodorovné tuhosti je bilineární tzn., že až po mezní hodnotu podélného odporu působí lože elasticky a po dosažení mezní hodnoty působí plasticky. Na obrázku 3-16 je znázorněn obecný graf vodorovné tuhosti nezatíženého a zatíženého kolejového lože.

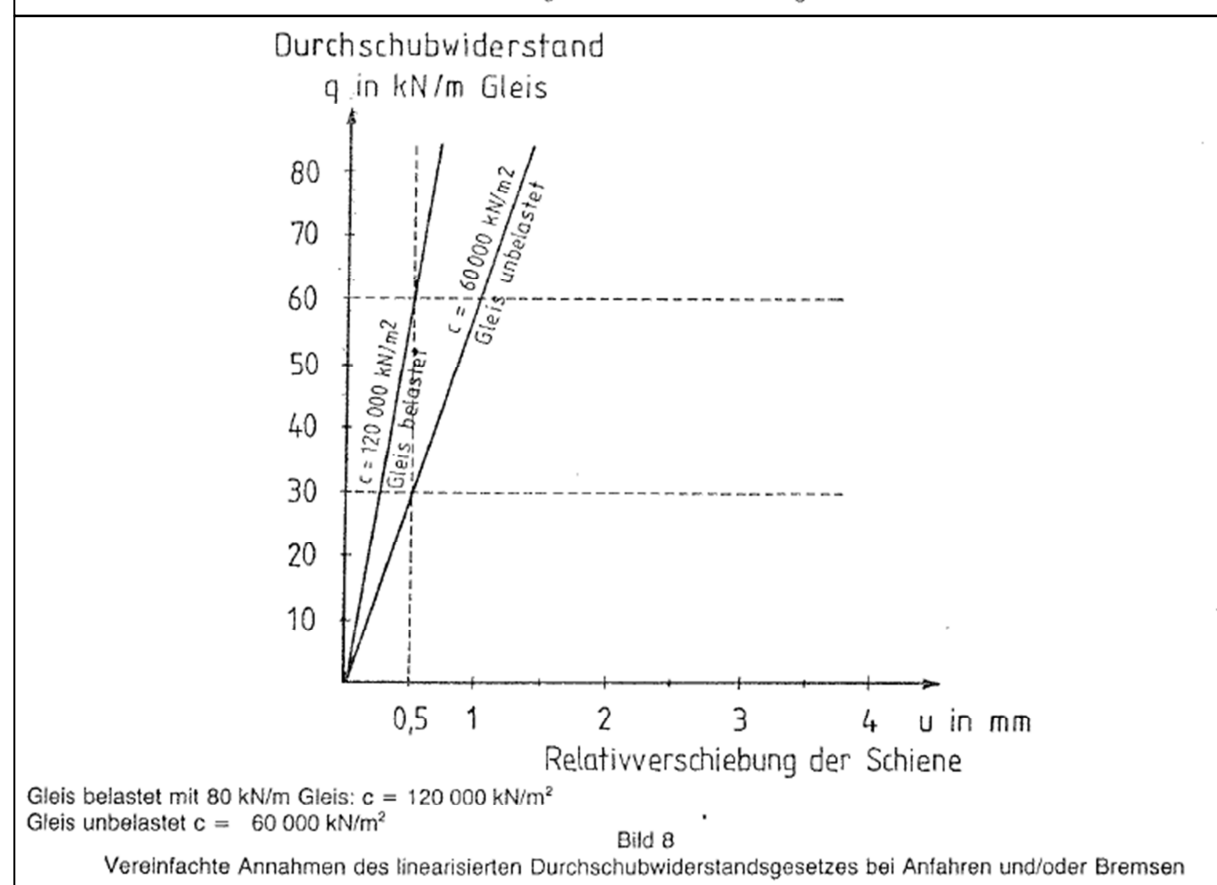
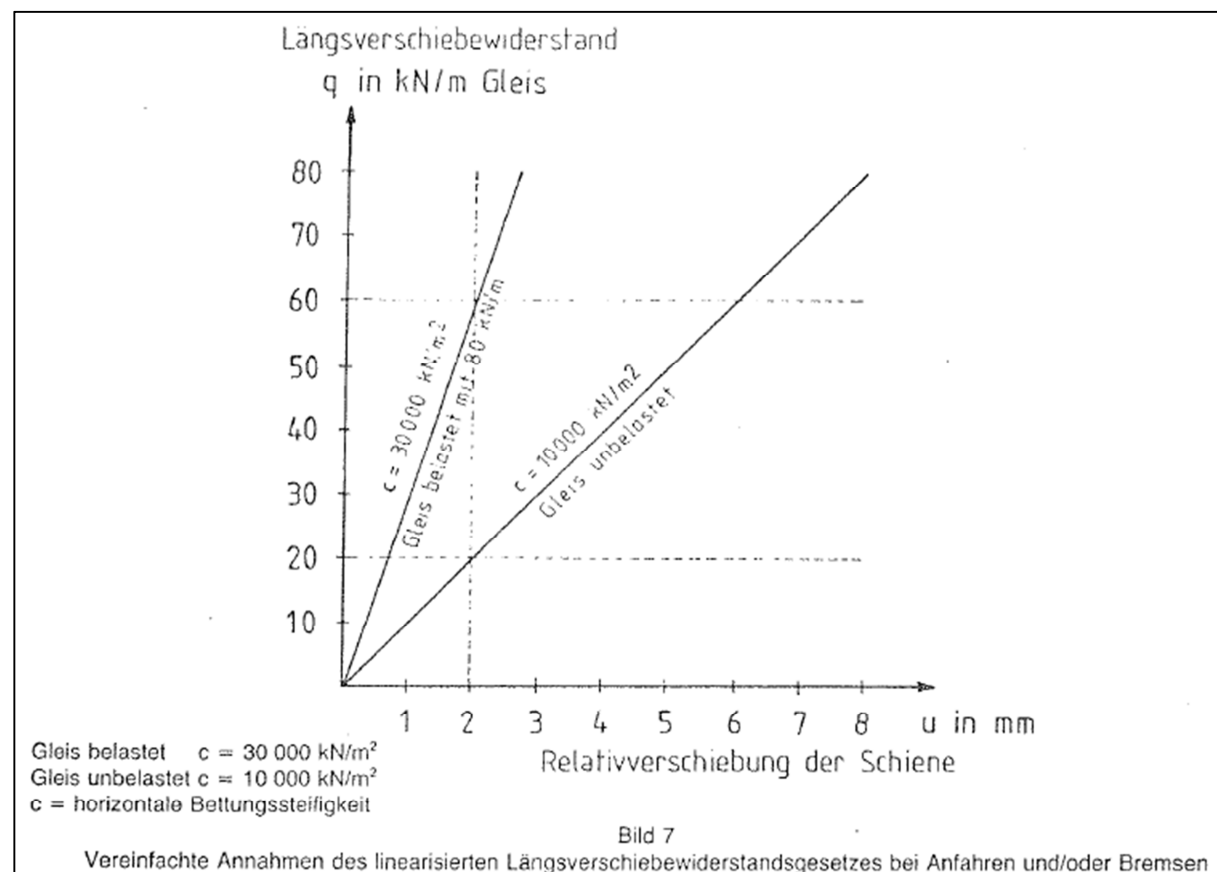
Obrázek 3-16: Obecný graf vodorovné tuhosti kolejového lože



Zdroj: [4.1]

Následující grafy byly převzaty z předpisu DB [2.5]. První znázorňuje tuhost proti posunutí koleje v kolejovém loži. Druhý znázorňuje tuhost proti posunutí kolejnic v upevňovacích.

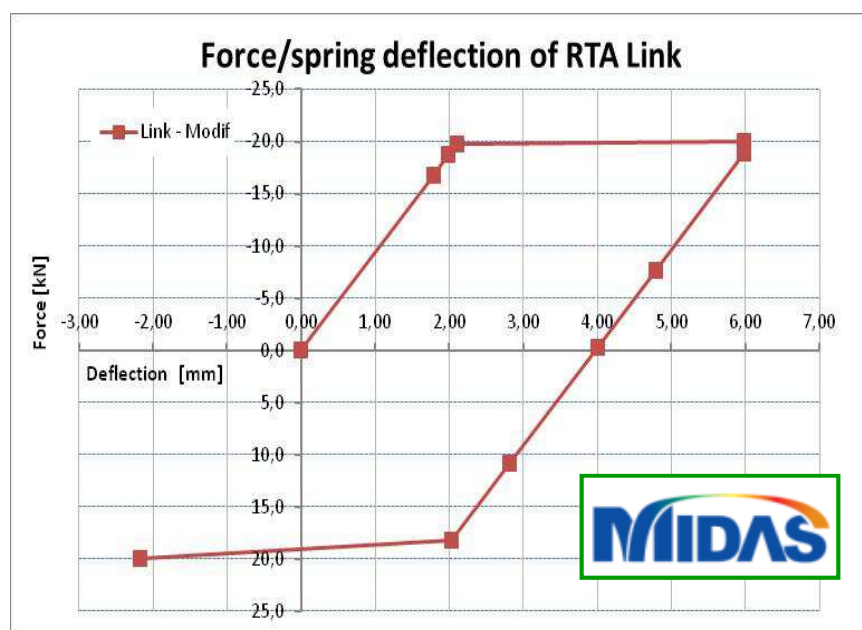
Obrázek 3-17: Graf podélné tuhosti kolejového lože a upevňovadel pro $d = 1,0$ m v zatíženém i nezatíženém stavu



Zdroj: DS 899/59 [2.5]

Vodorovná tuhost kolejového lože je modelována pomocí **sériového zapojení** dvou typů vazeb. Elastická (pružná) větev bilineárního grafu je modelována pomocí vazby elastic link (EL3) mezi modelovými liniemi č.4 a č.3 viz. kap. 3.2 (lokální osa x vazby směřuje od bodu č.4 k bodu č.3). Plastická větev bilineárního grafu je modelována pomocí symetrické vazby multi-linear link (MEL1) mezi modelovými liniemi č.3 a č.2 viz. kap. 3.2 (lokální osa x vazby směřuje od bodu č.3 k bodu č.2). Mezi liniemi č.3 a č.2 je paralelně k předchozí vazbě MEL1 doplněna ještě jedna vazba typu elastic link (EL2), která umožňuje volný pohyb v podélném směru. Toto řešení fyzicky umožňuje při překročení prahové hodnoty podélného odporu kolejového lože volný posun bodů v linii č.2 (posun vazby MEL1 aniž by v ní byla jakákoliv vnitřní síla). Pro zachování trvalé deformace je nutné při změně směru nebo typu zatížení, nahradit vazbu MEL1 v deformované pozici v další konstrukční fázi vazbou novou se stejnými parametry. Tím dojde k zafixování trvalé deformace a při dalším zatížení nebo odlehčení bude následný pohyb probíhat z již deformované pozice. Schopnost popsaného systému vazeb zachovat plastickou deformaci při změně typu zatížení nazýváme hysterezní funkcí, jejíž příklad je uveden na obrázku 3-18.

Obrázek 3-18: Hysterezní funkce



Zdroj: [4.1]

Samotná vazba typu multi-linear link toto neumožňuje, protože se při odlehčování vrací zpět do původního nedeformovaného stavu. V programu MIDAS [4.1] je k dispozici nepřeberné množství předdefinovaných hysterezních smyček, nicméně jejich využití ve fázích výstavby není zatím možné.

Při výpočtu celkové vodorovné tuhosti vazby EL3 byly v sériovém zapojení uvažovány hodnoty pro kolejové lože $k_{x,T,unloaded}$ a pro upevňovač $k_{x,U,unloaded}$ dle obrázku 3-17. Výsledná tuhost vzešla tedy ze vztahu:

$$k_{x,EL3} = \left(\frac{k_{x,T,unloaded} * k_{x,U,unloaded}}{k_{x,T,unloaded} + k_{x,U,unloaded}} \right) * ds \quad (1)$$

Současně bylo také nutné zohlednit sériové zapojení vazeb EL3 a MEL1. Z hlediska nepřesnosti výpočtu by bylo ideální, kdyby první (elastická) větev vazby MEL1 byla svislá a navazovala tak přímo na vazbu EL3 v místě dosažení mezní hodnoty podélného odporu, ale to z důvodů vnitřního výpočetního algoritmu programu není možné. Proto byl zvolen nejmenší možný deformační přírůstek $\delta 1 = 0,05 \text{ mm} / 12 \text{ kN/m}$ (nejmenší možná deformace odpovídající limitní síle podélného odporu nezatíženého lože při vzdálenosti pražců $d_s = 0,6 \text{ m}$ odpovídající tuhosti $k_{x,MEL1} = 240000 \text{ kN/m}$), při kterém mohl výpočet proběhnout. Tuto vnesenou nepřesnost výpočtu lze do jisté míry vykompenzovat zvýšením tuhosti vazby EL3 na hodnotu $k_{x,EL3,adj}$ následujícím způsobem:

$$k_{x,EL3,adj} = \left(\frac{k_{x,MEL1} * k_{x,EL3}}{k_{x,MEL1} - k_{x,EL3}} \right) * ds \quad (2)$$

Obdobným způsobem bylo postupováno i při určení vodorovných tuhostí zatíženého kolejového lože. Pro tento případ bylo označení jednotlivých vazeb následovné: EL4 (ekvivalent k EL2), EL5 (ekvivalent k EL3) a MEL2 (ekvivalent k MEL1). Vazby pro zatížené kolejové lože jsou v modelu aplikovány jen v místech proměnného zatížení a to do stejných uzlů jako vazby pro nezatížené lože, tudíž jsou s nimi **zapojeny paralelně**. Tuhosti se tedy vzájemně sčítají a proto je prahová hodnota podélného odporu těchto vazeb nastavena na 24 kN/m (platí pro vzdálenost prážců $d_s = 0,6$ m). Deformační přírůstek vazby MEL2 byl zvolen $\delta_2 = 0,10$ mm / 24 kN/m s odpovídající tuhostí $k_{x,MEL2} = 240000$ kN/m. Tuhosti vazeb byly určeny podle následujících vztahů:

$$k_{x,EL5} = \left(\frac{k_{x,T,loaded} * k_{x,U,loaded}}{k_{x,T,loaded} + k_{x,U,loaded}} \right) * d_s \quad (3)$$

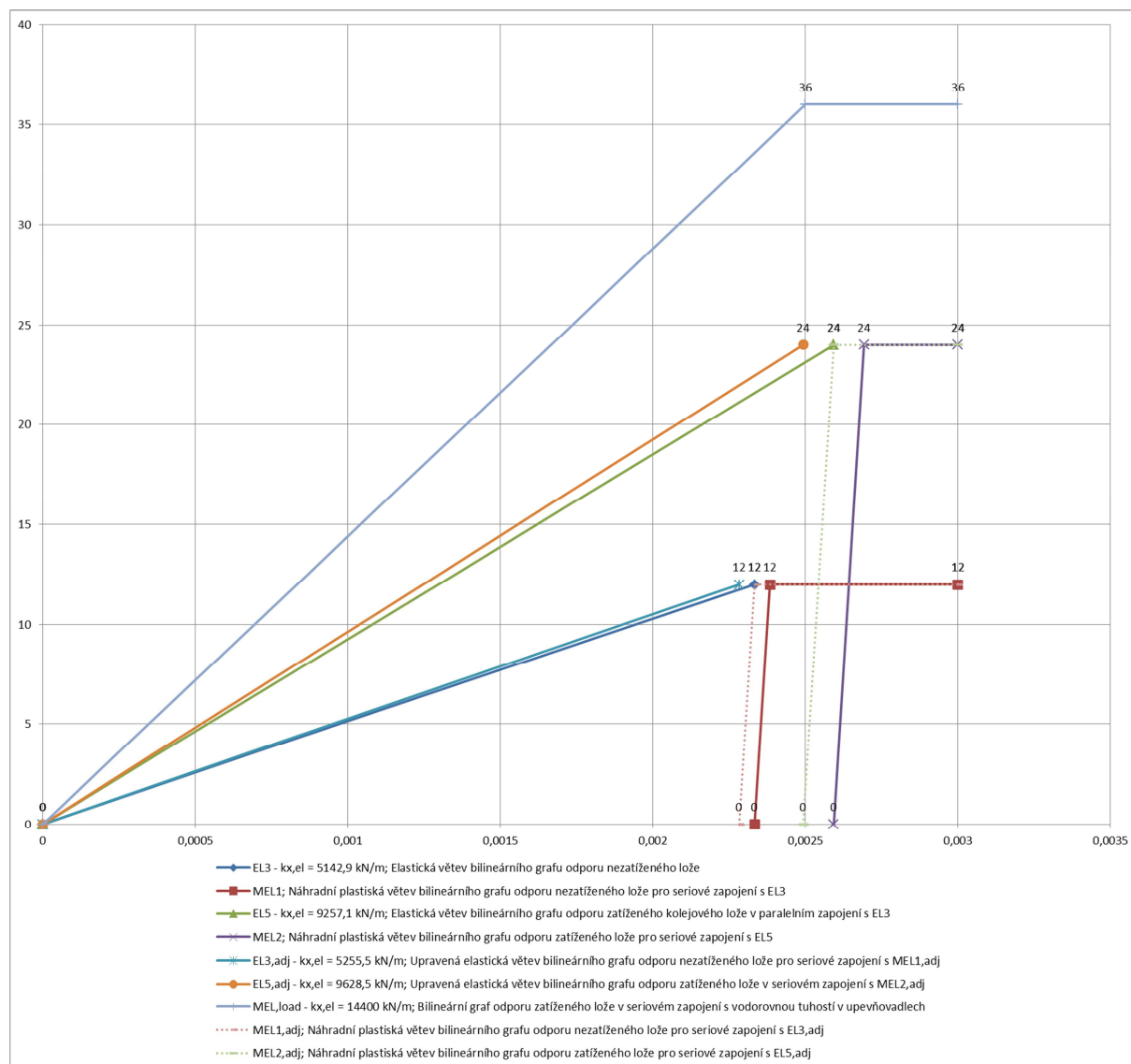
$$k_{x,EL5,adj} = \left(\frac{k_{x,MEL2} * k_{x,EL5}}{k_{x,MEL2} - k_{x,EL5}} \right) * d_s \quad (4)$$

K úplnému popisu systému vazeb chybí ještě vazba EL1 umístěná mezi liniemi č.2 a č.1, která zajišťuje volné pootočení prážce v kolejovém loži v podélném směru.

Schéma výše popsaných vazeb i s jejich hodnotami je zobrazeno na **obrázku 3-25**.

Na následujícím obrázku 3-19 jsou vyneseny grafy vodorovných tuhostí lože použité ve výpočetním modelu (pro vzdálenost prážců $d_s = 0,6$ m).

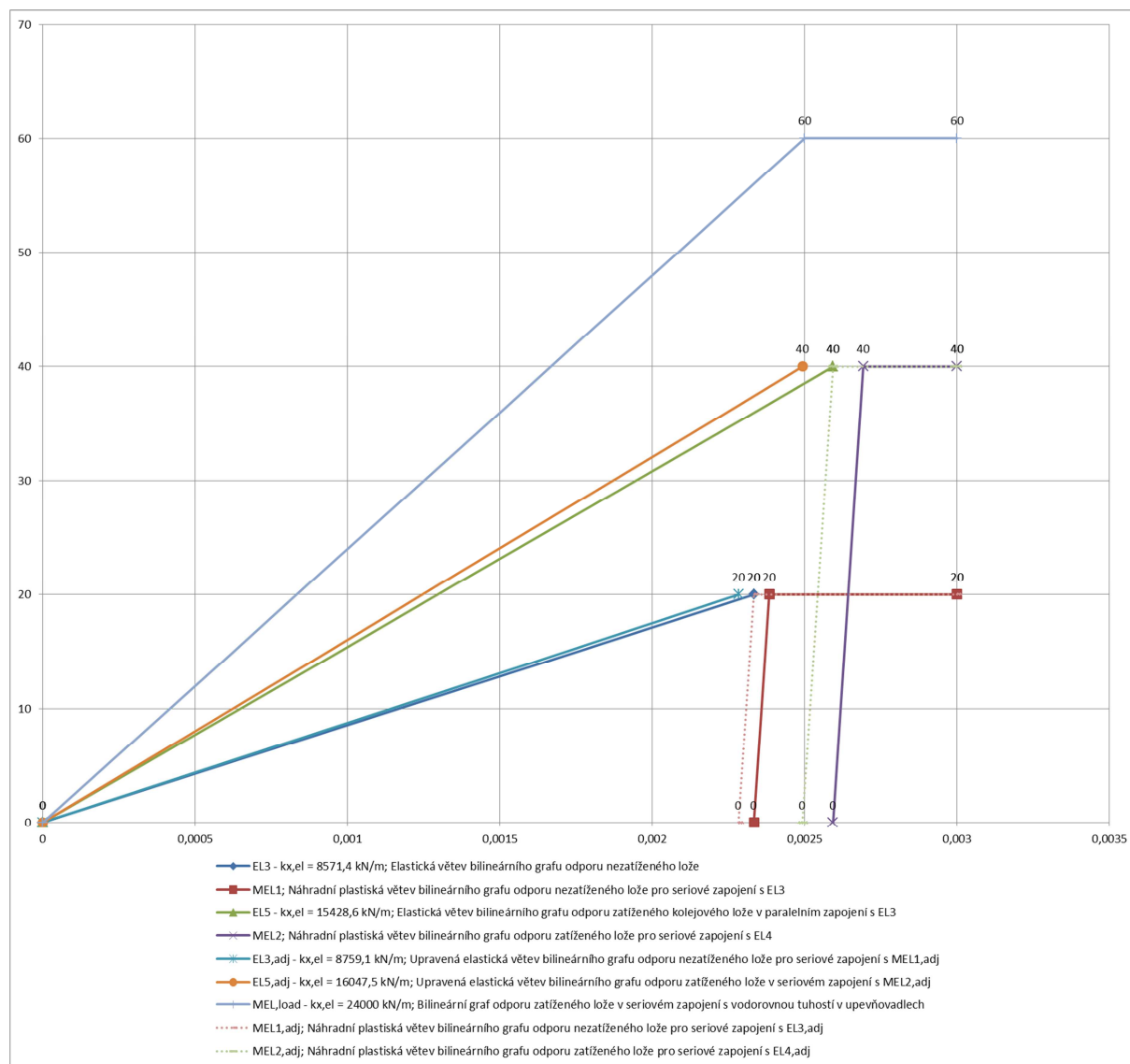
Obrázek 3-19: Graf podélné tuhosti kolejového lože vč. tuhosti upevňovadel pro $d_s = 0,6$ m



Zdroj: Vlastní zpracování

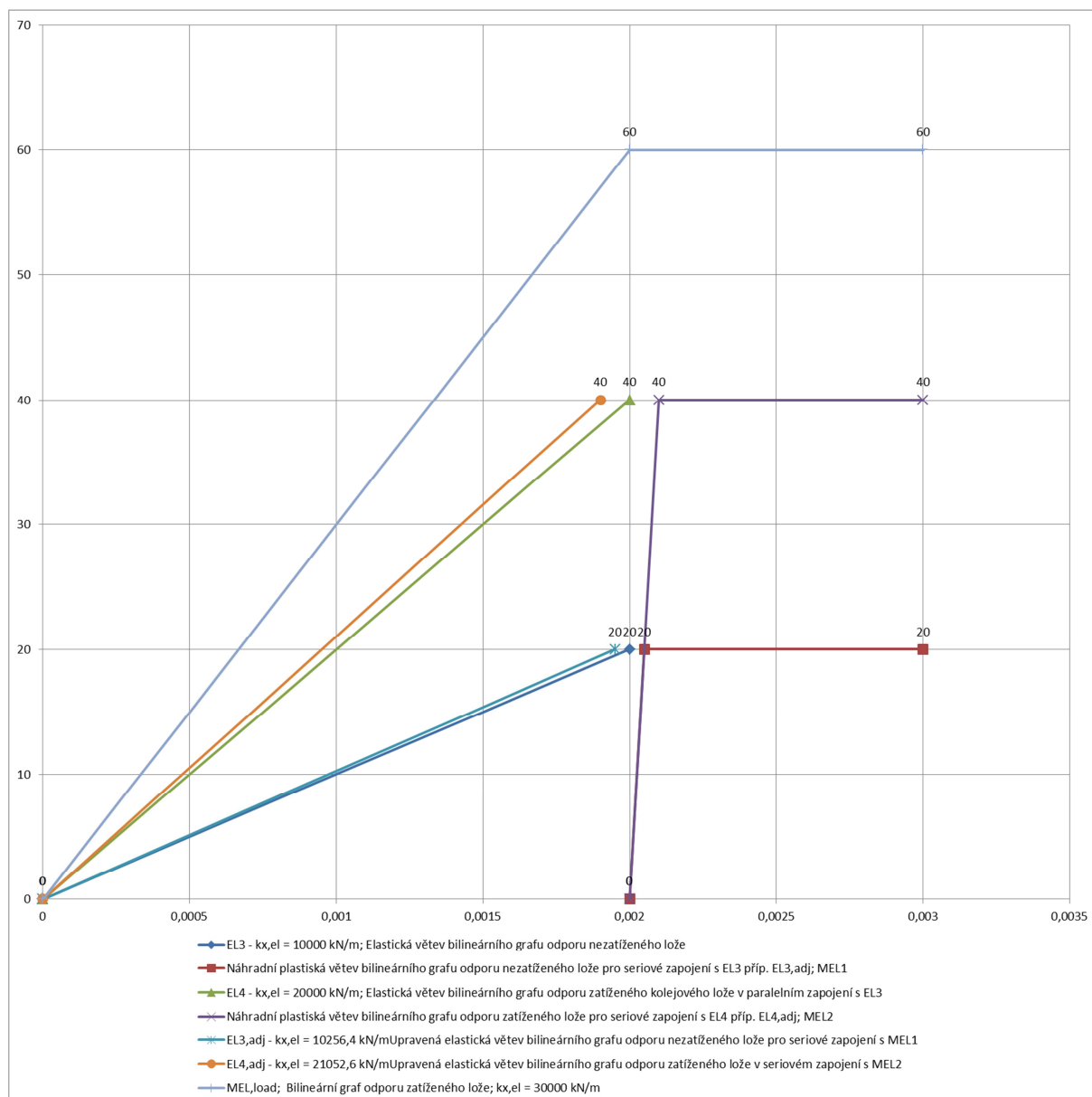
Pro názornost jsou na obrázcích 3-20 a 3-21 uvedeny grafy tuhostí kolejového lože pro vzdálenost prážců $d_s = 1,0$ m s uvážením a bez uvážení tuhosti v upevňovadlech.

Obrázek 3-20: Graf podélné tuhosti kolejového lože vč. tuhosti upevňovadel pro $d_s = 1,0$ m



Zdroj: Vlastní zpracování

Obrázek 3-21: Graf podélné tuhosti kolejového lože pro $ds = 1,0$ m



Zdroj: Vlastní zpracování

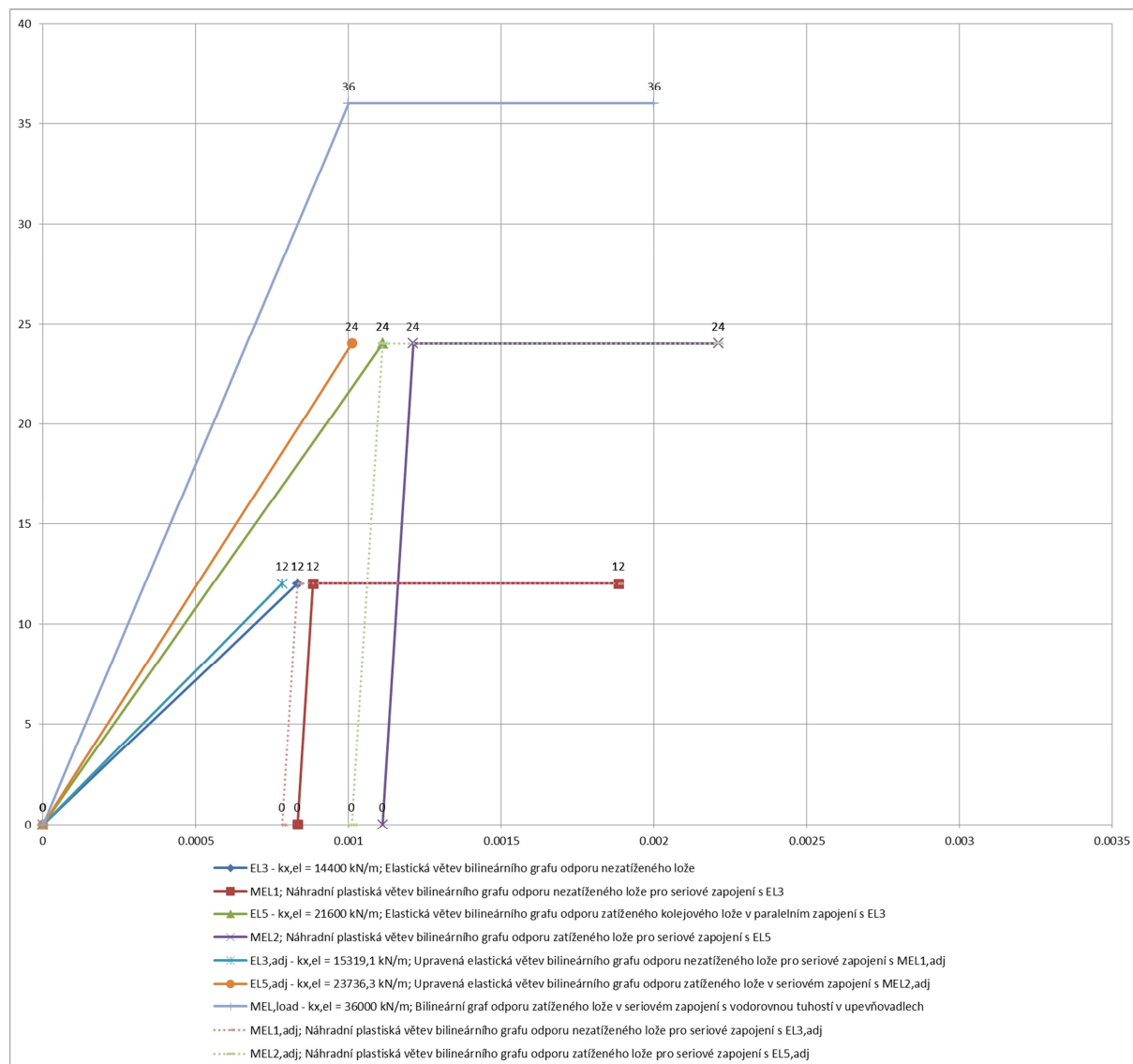
3.5.1.1 Vliv stabilizace kolejového lože lepením šterku pryskyřicí na vodorovnou tuhost

Celkový model konstrukce a koleje uvažovaný pro potřeby tohoto projekčního stupně je zjednodušený do 2D prostoru a půdorysné zakřivení koleje je zohledněno pomocí součinitele β (popsáno v kap. 3.1). Nicméně vzhledem k tomu, že ve čtvrtém mostním poli přechází kolej do půdorysného oblouku o poloměru $R = 258$ m, byl vznesen požadavek na prověření vlivu stabilizace kolejového lože pomocí lepení šterku pryskyřicí v délce 15 m za mostním závěrem na opěře OP2. Pro lepení šterku existují dvě metody – povrchové a strukturální lepení. Při požadavku na zlepšení mechanických vlastností kolejového lože je nutno uvažovat pouze se strukturálním lepením tzn., že kolejové lože bude slepeno v celé své tloušťce. Strukturálním lepením bude zajištěna stabilní poloha šterkového lože a dojde také ke zvýšení jeho příčné tuhosti proti posunutí.

Výsledná napětí uvedená v kap. 5.2.1.1 a 5.2.1.2 nezohledňují vliv stabilizace kolejového lože. Pro výsledné porovnání byl dodatečně vytvořen model konstrukce a koleje, ve kterém bylo uvažováno se změnou podélné tuhosti v úseku za opěrou OP2. Úsek o celkové délce 15 m byl rozdělen na dvě části. Počátečních 10 m (směrem od MZ OP2) je uvažováno jako plně stabilizované a na konečných 5 m úseku je uvažováno jako přechod mezi nezpevněným a stabilizovaným ložem. V části plně

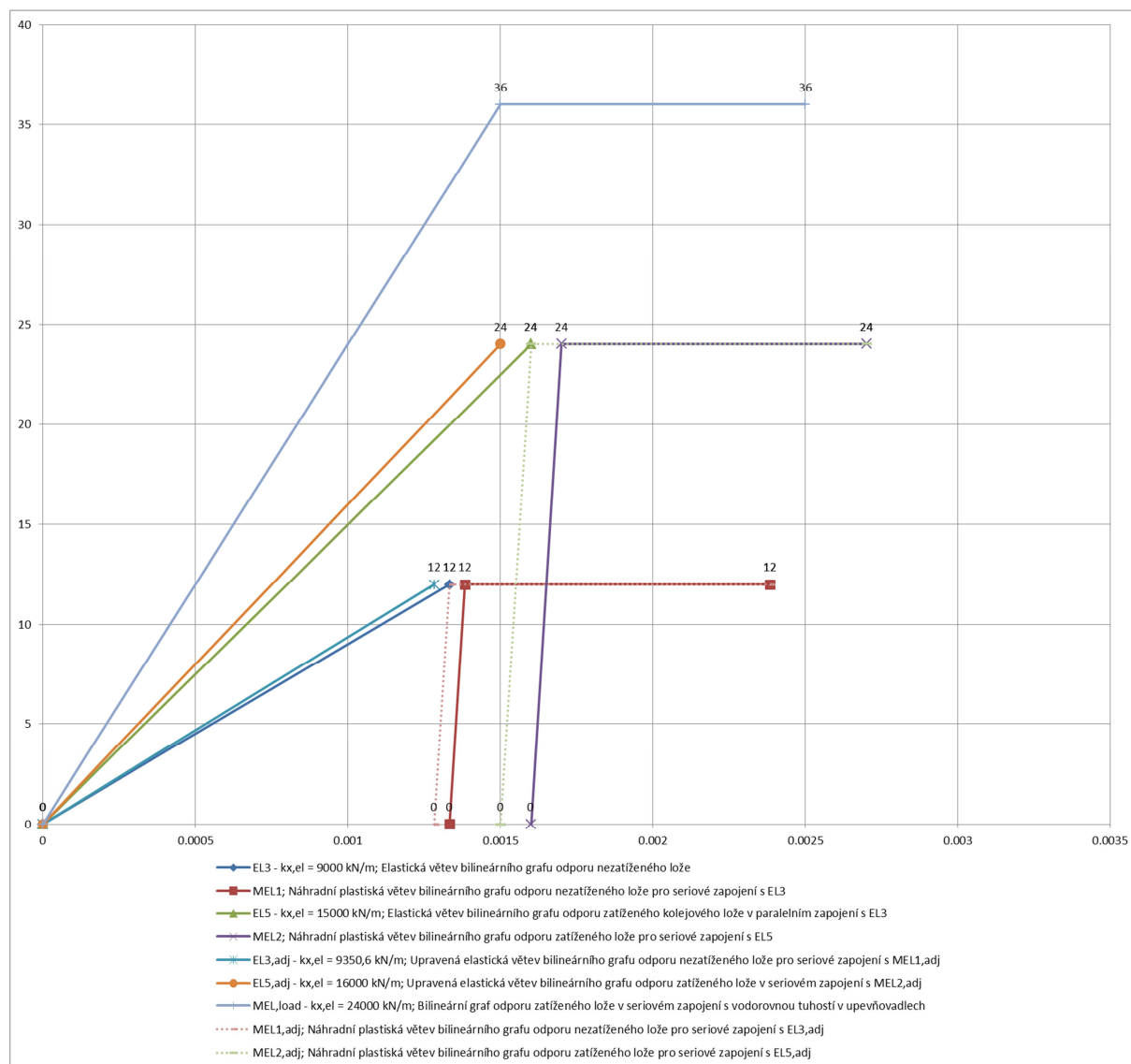
stabilizace je uvažováno se 4-násobnou a v přechodu s 2-násobnou hodnotou podélné tuhosti kolejového lože. Parametry tuhostí obou částí stabilizovaného úseku jsou uvedeny na obrázcích 3-22 a 3-23.

Obrázek 3-22: Graf podélné tuhosti plně stabilizované části kolejového lože vč. tuhosti upevňovadel pro $d_s = 0,6$ m



Zdroj: Vlastní zpracování

Obrázek 3-23: Graf podélné tuhosti plně stabilizované části kolejového lože vč. tuhosti upevňovadel pro $ds = 0,6$ m



Zdroj: Vlastní zpracování

3.5.2 Svislá tuhost kolejového lože

Další, neméně podstatnou, vlastností kolejového lože je jeho svislá tuhost. Má výrazný vliv na celkové hodnoty napětí v nejvíce namáhaných místech kolejnice, jak bude ukázáno v následujících kapitolách. Jako podklad pro stanovení hodnot svislé tuhosti slouží předpis SŽDC S3 [2.1], který předepisuje základní hodnoty svislé tuhosti kolejové jízdní dráhy pro různé úrovně kvality podloží. Tuhost podloží v oblasti ZKPP byla stanovena na základě předpisu SŽDC S4 [2.3].

Ve výpočetním modelu reprezentují svislou tuhost vazby typu nesymetrický multi-linear link (MEL3) tzn., že mají jinou hodnotu tuhosti při stlačení a jinou při nadzdvíhnutí kolejové dráhy. Tyto vazby jsou v modelu vloženy mezi linie č.4 a č.3 (paralelně k vazbám EL3 a EL5). V tabulkách 3-2 a 3-3 jsou uvedeny výpočty ekvivalentních svislých tuhostí pro běžnou trať, ZKPP, spřaženou i ocelovou mostní konstrukci. Na obrázku 3-24 jsou pak vyneseny průběhy těchto tuhostí do grafu.

Tabulka 3-2: Stanovení ekvivalentních svislých tuhostí

Vstupní data

vzdálenost pražců:	$d =$	0,60 m	(vzdálenost ve výpočetním modelu)
šířka pražce:	$b =$	0,22 m	
délka pražce:	$l =$	2,60 m	

Svislá tuhost - kolejového lože vč. žel. spodku

svislá tuhost v trati:	$k_{z.T} =$	32 MN.m⁻²
svislá tuhost ZKPP $k_{z.P}$:	$k_{z.P} =$	51,2 MN.m⁻²
svislá tuhost lože na mostě $k_{z.M}$:	$k_{z.M} =$	100 MN.m⁻²

ekv. svislá tuhost lože v trati: $K_{z.T} =$ **50 MN.m⁻¹**

$$K_{z.T} = A_d \cdot k_{z.T} \quad \text{kde } A_d = d \cdot l \text{ [m}^2\text{]} \quad A_d = \mathbf{1,56 \text{ m}^2}$$

ekv. tuhost lože ZKPP: $K_{z.P} =$ **80 MN.m⁻¹**
 $K_{z.P} = A_d \cdot k_{z.P}$

ekv. tuhost lože na mostě: $K_{z.M1} =$ **293 MN.m⁻¹**
 $K_{z.M1} = A_p \cdot E_p \cdot h$
 kde $A_p = (b + 2 \cdot l/4) \cdot l \text{ [m}^2\text{]} \quad A_p = \mathbf{1,03 \text{ m}^2}$
 kolejové lože na mostě $h:$ $h =$ **0,35 m**

ekv. tuhost lože na mostě: $K_{z.M2} =$ **165 MN.m⁻¹**

$$1/(1/K_{z.L} + 1/K_{z.M}) \quad K_{z.L} = \mathbf{375 \text{ MN.m}^{-1}}$$

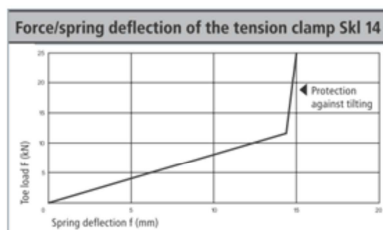
lokální tuhost mostovky: $K_{z.L} = R_z / \delta_v$
 průhyb mostovky $\delta_v =$ **1 mm**
 reakce na koncový příčník $R_z =$ **375 kN**

Svislá tuhost - zdvih kolejnic na pražci

svislá tuhost jedné svěrky: $Sk_{z.1} =$ **0,833 MN.m⁻¹**
 počet svěrek: $n =$ **4**
 celková svislá tuhost svěrek: $Sk_{z.} =$ **3,33 MN.m⁻¹**

minimální mezní síla: $F_{z.min} =$ **0,0037 MN**
 $F_{z.min} = m_{prazce} + 2 \times m_{kolejnice}$

limitní svislá síla: $F_{z.lim} =$ **0,0160 MN**



Zdroj: Vlastní zpracování

1) svislá spojitá tuhost jízdní dráhy del předpisu S3 díl IV (kap.IV)
 pro tratě TŽK je uvažována průměrná hodnota $(40+25)/2 = \mathbf{32 \text{ MN.m}^{-2}}$

	Kvalita podloží			
	Velmi špatná	špatná	standardní	tuhé podloží
Spojitá svislá tuhost kolejové jízdní dráhy k_s (10 ⁹ N/m ²)	5	10	25	40

pro tratě TŽK je uvažována průměrná hodnota $(40+25)/2 = \mathbf{32 \text{ MN.m}^{-2}}$

2) Pro ZKPP je uvažováno se zvýšením tuhosti v poměru
 E_p 80 MPa/50 MPa = **1,6**; odvozeno z předpisu S4 Příloha 24 čl. 14
 3) Modul přetvárnosti šetrkového lože na mostě je uvažován
 $E_p = \mathbf{100 \text{ MPa}}$

- např. pro přechodovou desku za opěrou, závěsnou zídku apod.

- platná pro pole č. 1 a č.4

4) A_p stanoveno jako průměrná zatěžovaná plocha při roznosu 4:1

- stanoveno pro deformaci od LM71 $\delta_v = 2 \text{ mm}$ (dolní ortotropní mostovka)

- platná pro lokální pole č.2 a č.3

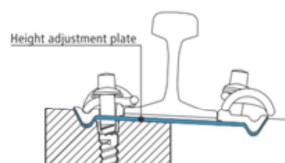
- stanoveno pro deformaci od LM71 $\delta_v = 2 \text{ mm}$ (dolní ortotropní mostovka)

- pouze odhad, přesná hodnota zatím nestanovená

5) tuhost upevňovačů odvozena z tuhosti Systému Vossloh W14
 staženo 5.5.2011 z [www stránek](http://www.vossloh-fastening-systems.com/media/downloads/pdfs/prospekte/SystemW14_GB.pdf)
http://www.vossloh-fastening-systems.com/media/downloads/pdfs/prospekte/SystemW14_GB.pdf

6) hmotnost pražce uvažována $m_p = 300 \text{ kg}$; kolejnice $m_k = 60 \text{ kg/m}$;
 zatěžovací délka $d_s = 0,6 \text{ m}$

7) limitní svislá síla na kolejnice při, které dojde k nadzdvížení pražce tzn.
 působí $F_{z.lim}$ se zohledněním tuhosti kolejnice UIC
 (stanoveno pomocí výpočetního modelu 2D)

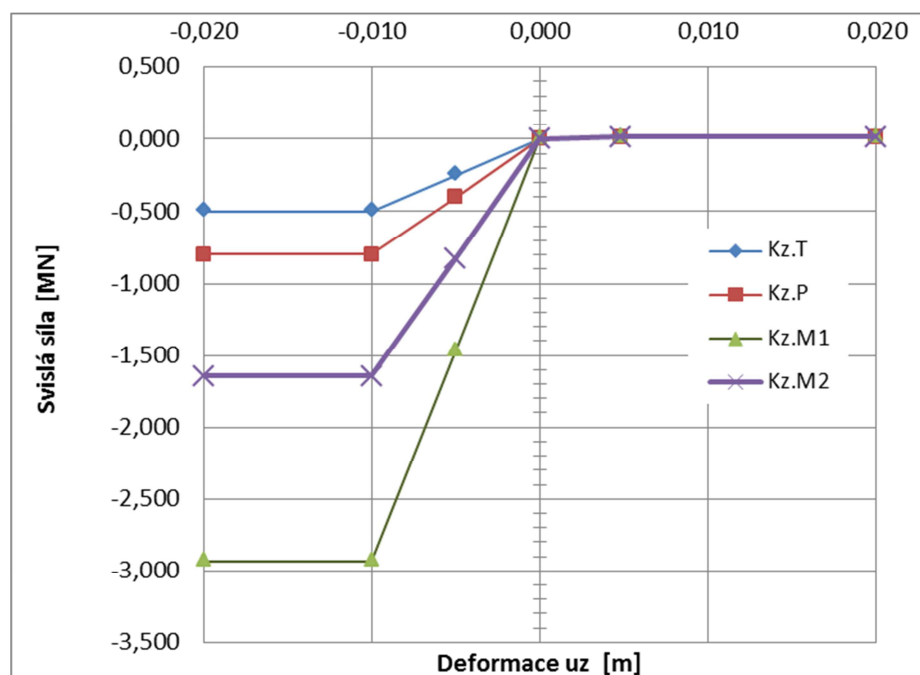


Tabulka 3-3: Hodnoty ekvivalentních svislých tuhostí

Deformace	Svislá síla			
	Kz.T	Kz.P	Kz.M1	Kz.M2
[m]	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]
-0,0200	-0,499200	-0,798720	-2,934286	-1,646185
-0,0100	-0,499200	-0,798720	-2,934286	-1,646185
-0,0050	-0,249600	-0,399360	-1,467143	-0,823093
0,0000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
0,0048	0,016000	0,016000	0,016000	0,016000
0,0200	0,016000	0,016000	0,016000	0,016000

Zdroj: Vlastní zpracování

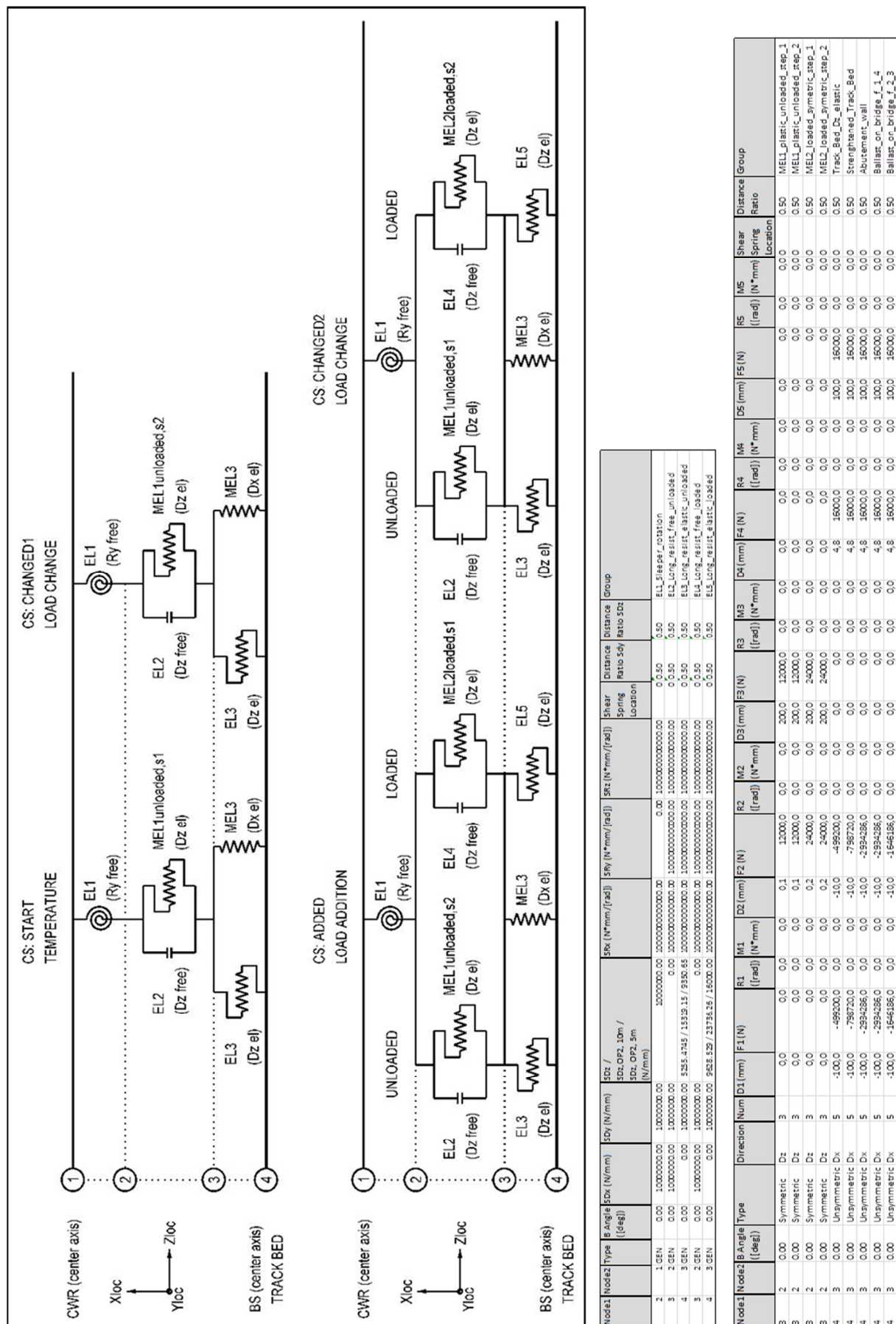
Obrázek 3-24: Výpočet svislé tuhosti kolejového lože



Zdroj: Vlastní zpracování

Na obrázku 3-25 je znázorněno kompletní schéma vazeb použitých v modelu. V horní části schématu jsou vazby simulující funkci nezatíženého kolejového lože a v dolní části jsou vazby simulující funkci zatíženého kolejového lože. V pravé části schématu jsou zobrazeny a popsány výměny vazeb při změně typu nebo směru zatížení. V dolní části obrázku jsou nakonec vypsány tuhostní parametry pro všechny použité typy vazeb.

Obrázek 3-25: Schéma vzájemného propojení BK a podkladu – nezatížené a zatížené kolejové lože



Zdroj: Vlastní zpracování

4 ZATÍŽENÍ

4.1 Součinitele spolehlivosti zatížení a kombinace

Pro posouzení napětí v kolejnici jsou použity součinitele spolehlivosti a kombinace dle ČSN EN:

Tabulka 4-1: Součinitele pro stanovení celkového napětí v kolejnici

součinitel spolehlivosti materiálu:	$\gamma_{M0} = 1,0$	dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1
součinitel spolehlivosti zatížení ¹⁾ :	$\gamma_F = 1,45$	dle ČSN EN 1990/A1 tab.A.2.4(B)
souč. spolehlivosti zatížení teplotu:	$\gamma_T = 1,0$	dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.3 (2)
součinitelé kombinace	$\psi_{0,i} = 1,0$	dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.4 (4)P

Zdroj: [3.2]

Tabulka 4-2: Součinitele pro stanovení vodorovné reakce Rx

součinitel spolehlivosti zatížení ¹⁾ :	$\gamma_F = 1,45$	dle ČSN EN 1990/A1 tab.A.2.4(B)
souč. spolehlivosti zatížení teplotu:	$\gamma_T = 1,5$	dle ČSN EN 1990/A1 tab.A.2.4(B)
součinitelé kombinace	$\psi_{0,i}$ dle ČSN EN 1990/A1	dle ČSN EN 1991-2, čl. 6.5.4.4 (4)P

Zdroj: [3.2]

Pozn 1):

*celková spolehlivost konstrukcí na železnici se dlouhodobě pohybuje na úrovni **1,45**. Dle předpisu SŽDC S3 a MP [2.4] se jedná o součin součinitelů $\gamma_M = 1,15$ a $\gamma_F = 1,25$ tzn. $1,15 \cdot 1,25 = 1,44$ tedy shodně s dnes užívaným dle ČSN EN $\gamma_M \cdot \gamma_F = 1,0 \cdot 1,45 = 1,45 \approx 1,44$.*

Použité součinitele dle norem ČSN EN tedy zajišťují shodnou míru bezpečnosti jako u postupů dle předpisu SŽDC S3, který vychází z původního souboru ČSN.

4.2 Zatížení teplotou

4.2.1 Obecně

Pro posouzení napětí v kolejnici od délkových změn mostní konstrukce je použito teplotní zatížení dle ČSN EN 1991-1-5. Zjednodušeně je uvažován jednotný teplotní rozsah na území ČR stanovený dle ČSN EN 1991-1-5 obr. NA.1a NA.2. :

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

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

Teplotní rozdíly jsou dále rozděleny pro typy nosných konstrukcí (1.typ až 3.typ) definovaných v ČSN EN 1991-1-5 čl. 6.1.1. Výpočet teplotních rozdílů je uvažován dle ČSN EN 1991-1-5 čl. NA.2.4. Z hlediska účinků na bezstykovou kolej je však rozhodující teplotní změna nosné konstrukce mostu od okamžiku instalace BK na mostě²⁾. Dle předpisu SŽDC S3/2 čl. 110 je dovolená upínací teplota **+17 °C až +23 °C**.

Pozn 2):

teplotní změny kolejnice nevyvolávají žádné účinky na mostní konstrukci, protože kolejový rošt je bez délkových změn (posunů vůči mostu). V důsledku teplotních změn se tedy pouze mění napjatost v kolejnici. Přírůstek napětí v kolejnici nastane až v okamžiku délkové změny mostní konstrukce a velikost přírůstku napětí od těchto posunů je závislý na hodnotě smykového odporu kolejového lože.

Pro stanovení teplotní změny mostní konstrukce od okamžiku zřízení BK na mostě jsou definovány tyto montážní teploty NK s nejistotou $\Delta T_{0,K} = 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$:

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

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

Teplotní změna mostní konstrukce od okamžiku zřízení BK je dána vztahem³⁾:

$$T_{K.min} = T_{e.min} - T_{0.K.max} = T_{e.min} - 15\text{ °C}$$

$$T_{K.max} = T_{e.max} - T_{0.K.min} = T_{e.max} - 10\text{ °C}$$

Tabulka 4-3: Teplotní změna mostní konstrukce od okamžiku zřízení BK

Typ mostní konstrukce	$T_{e.min}$	$T_{e.max}$	$T_{K.min}$	$T_{K.max}$
1. typ - ocelové konstrukce	-35,0	54,0	-50,0	+44,0
2. typ - ocelobetonové konstr.	-27,5	42,5	-42,5	+32,5
3. typ - betonové konstrukce	-24,0	39,5	-39,0	+29,5

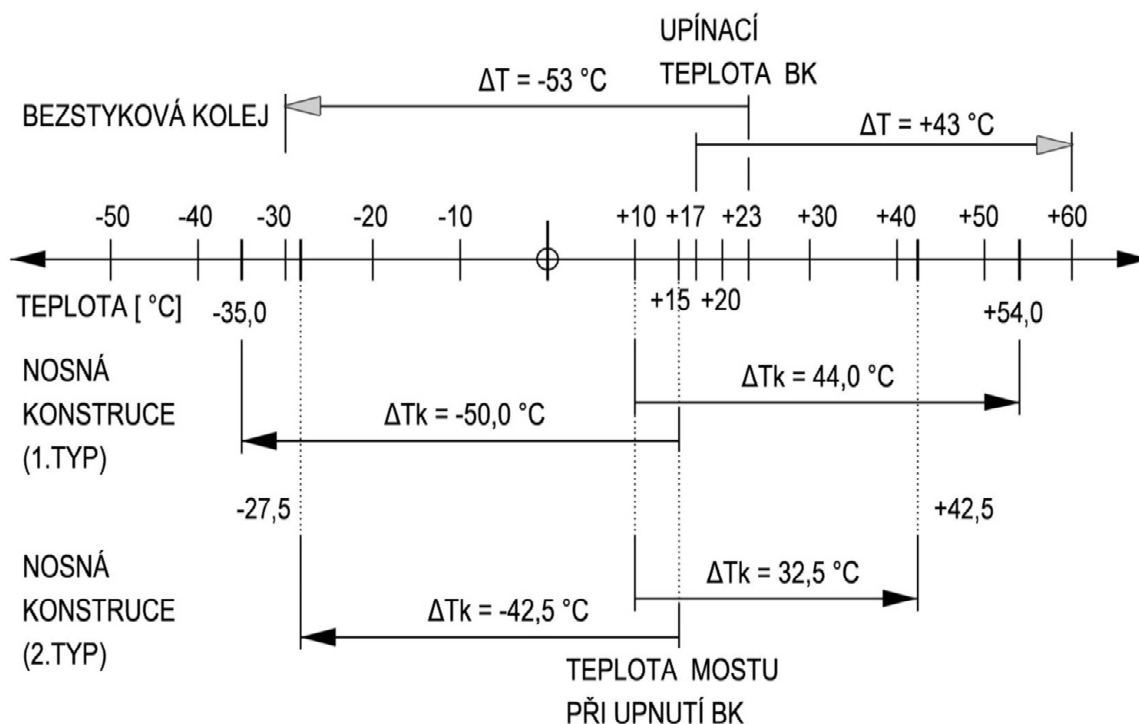
Zdroj: [3.2]

Pozn 3):

postup dle [1.3] čl. 6.5.4.3 (2) s uvažováním upínací teploty BK a typu mostní konstrukce

Pro posouzení napětí v kolejnici od teplotního zatížení je uvažována teplotní změna dle [2.1] díl IV čl. 43 $\Delta T = 53\text{ °C}$, což v podstatě odpovídá rozsahu teplot kolejnice od -30 °C do $+60\text{ °C}$ dle [3.1] kap 14.3.1.

Obrázek 4-1: Schéma teplotní změny kolejnice a mostní konstrukce



Zdroj: Vlastní zpracování

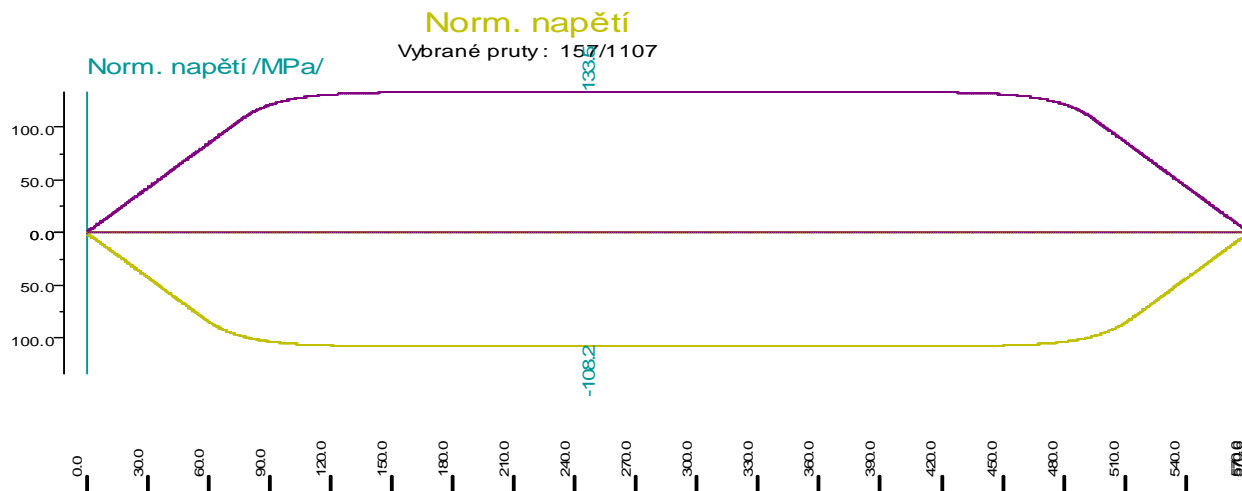
Hodnota napětí v kolejnici pro -30 °C :

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

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

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

Obrázek 4-2: Průběh napětí v kolejnici pro $\Delta T = -53^{\circ}\text{C}/+43^{\circ}\text{C}$



Zdroj: [3.2]

4.2.2 Aplikace zatížení na statický model konstrukce

Zatížení teplotou bylo do modelu vnášeno po jednotlivých krocích, aby bylo možno sledovat dílčí změnu napětí od konkrétní hodnoty teplotního zatížení. Každý zatěžovací krok probíhal v samostatné výpočetní fázi. Krok zatížení teplotou byl zvolen $\pm 2,5^{\circ}\text{C}$. Výslednými teplotami byly hodnoty $-50^{\circ}\text{C}/+44^{\circ}\text{C}$ pro příhradovou ocelovou konstrukci v hlavních polích a hodnoty $-42,5^{\circ}\text{C}/+32,5^{\circ}\text{C}$ pro spřažené konstrukce v krajních polích. Zatěžována byla pouze nosná konstrukce mostu, protože zatěžování kolejnic teplotou nevyvoluje žádné účinky na nosnou konstrukci viz. pozn. 2) v kapitole 4.2.1.

Obrázek 4-3: Zatížení teplotou aplikované na mostní konstrukci



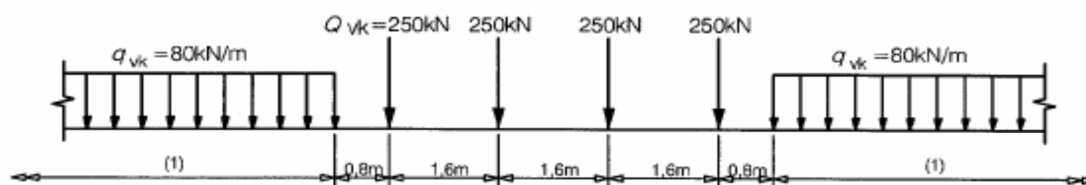
Zdroj: [4.1]

4.3 Zatížení kolejovou dopravou

4.3.1 Svislá zatížení

Ve vazbě na požadavky zatížení dle [1.3] je pro posouzení napětí v kolejnici uvažován **Model zatížení 71** dle [1.3] čl. 6.3.2 obr.6.1 s charakteristickou hodnotou nápravové síly **250 kN (25t)**, což odpovídá zatížení traťové třídy **E5⁴⁾**. Pro posouzení kolejnice je klasifikační součinitel kolejové dopravy uvažován hodnotou $\alpha=1,0$ ⁵⁾ v souladu s normou [1.3] Příloha G - čl. G.2 (4).

Obrázek 4-4: Schéma modelu zatížení 71



Zdroj: [1.3]

Pozn 4):

v ČR jsou zavedeny traťové třídy **A (16t/nápr.) až D4 (22,5t/nápr.)**. Uvažování zatížení traťové třídy **E5** je cca 10% provozní rezervou.

Pozn 5):

pro mostní objekt je klasifikační součinitel α závislý na "Kategorii trati z hlediska mostů" dle normy [1.3] příloha kategorie trati.

Model zatížení 71 je použit pro stanovení globálních účinků od deformace mostní konstrukce a pro lokální namáhání kolejnice. Dále dle [1.3] je požadováno použít i modely zatížení SW0/SW2 viz čl. 6.5.4.3. Tyto modely zatížení mohou rozhodovat pouze pro globální účinky na kolejnici od deformace mostní konstrukce. V celkovém posouzení však ve většině případů tyto modely pro namáhání kolejnice nerozhodují.

Pro výpočet napětí v kolejnici bude rozhodující tzv. **Sestava zatížení** dle normy [1.3] čl. 6.8.2. Dle tab. 6.11 tohoto článku působí svislé zatížení v kombinaci s brzdými silami, ale nikdy nepůsobí brzdě resp. rozjezdové síly bez svislého zatížení. V případě příznivého účinku svislého zatížení lze jeho hodnotu snížit v kombinaci s brzdými silami na **0,5**. Tabulková hodnota pro kombinaci s brzdými silami je **1,0 (doporučeno)**.

Globální účinek je dán deformací nosné konstrukce tzn., že průhybem NK mostu a pootočením koncového průřezu vzniká v kolejnici osová síla N_x a ohybový moment $M_{y, glob}$ v místě přechodu mostu na opěru, resp. v kterýchkoliv místech nespojitosti konstrukce.

Není-li nutný přesnější výpočet lze zjednodušeně globální účinek vyjádřit normálovou silou N_x a ohybový moment $M_{y, glob}$ následně zahrnout do lokálního účinku.

Globální účinky svislého zatížení je třeba vyšetřit pro dva případy:

- namáhání kolejnice **mezi pražci** (kladný ohybový moment)
- namáhání kolejnice **nad pražcem** (záporný ohybový moment)

Ve výpočetním modelu je svislé zatížení kolejovou dopravou pro stanovení globálního účinku umístěno na prvku NK tak, aby prvky kolejnice nebyly lokálně zatěžovány. Zatížení musí respektovat polohu zatížení brzdých a rozjezdových sil, které nemohou působit odděleně, viz [1.3] tab 6.11. Hodnoty vnitřních sil od těchto zatěžovacích stavů jsou dále použity pro výpočet lokálních účinků.

Pro výpočet lokálních účinků je ve výpočetním modelu svislé zatížení kolejovou dopravou umístěno na prvku kolejnice tak, aby vyvolávaly lokální extrém mezi pražci a nad pražcem. Z hlediska posouzení kolejnice jsou rozhodující místa přechodu z mostní konstrukce na opěru, kde je nutné tyto lokální účinky vyšetřit. Vnitřní síly od těchto zatěžovacích stavů mohou zahrnovat i globální účinek (zejména při zjišťování extrému nad pražcem).

Dynamické účinky kolejové dopravy jsou rozděleny do dvou úseků v závislosti na tuhosti podepření železničního svršku:

- úsek přechodu za opěrou **ZKPP** (tuhé podloží)
- úsek **mostu** tzn. NK vč. závěrné zídky na opěře (velmi tuhé podepření)

V úseku **ZKPP** je dynamický součinitel uvažován dle předpisu [2.1] díl IV čl. 43 pro rychlost do $160 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ a standardní podloží hodnotou:

$$\Phi_{P2} = 1,25$$

V úseku **mostu** je dynamický součinitel rozdělen dle účinků na ⁶⁾:

- **namáhání od globálních účinků**
- **namáhání od lokálních účinků**

Pozn 6):

obdobně jako např. u výpočtu prvkové mostovky ocelových mostů

Pro globální účinek je dynamický součinitel uvažován dle normy [1.3] čl. 6.4.5.2:

$\Phi_2 = 1,0$ až $1,67$ dle $L\phi$ (pro pečlivě udržovanou kolej)

Pro mosty o náhradní délce $L > 30$ m lze zjednodušeně uvažovat $\Phi_2 = 1,0$ pro globální účinek.

Dynamický součinitel pro lokální účinky dle předpisu [2.1] díl IV čl. 43 je $\Phi = 1,25$ pro rychlost do 160 km.h^{-1} a standardní podloží. S ohledem na tuhost kolejového lože nad mostním objektem, závěrné zdi a v přechodech na trati lze předpokládat, že dynamický součinitel lokálních účinků bude odlišný.

Pro posouzení napětí v kolejnici je uvažován dle [1.3] čl. 6.4.5.2 s úpravou dolní hranice dle [2.1] díl IV čl. 43:

$\Phi_2 = 1,25$ až $1,67$ dle $L\phi$ (pro pečlivě udržovanou kolej).

Pro přechod nad body podepření (koncové příčníky a závěrné zdi), kde je konstrukce pod štěrkovým ložem velmi tuhá je uvažován dynamický součinitel dle [1.3] pro $L\phi = 3,6$ m:

$\Phi_2 = 1,67$ (pro pečlivě udržovanou kolej).

Dle předpisu [2.1] díl IV, čl.43, vzorec (2), bylo nutné pro celkové posouzení zavést i součinitel $\beta=1,25$, který zohledňuje vliv zvětšení svislého zatížení na vnitřním kolejnicovém pásu pro směrové oblouky trati o poloměru $R < 1000$ m.

4.3.2 Vodorovná zatížení

Brzdné a rozjezdové síly jsou uvažovány dle [1.3] čl. 6.5.3.

Rozjezdová síla: $Q_{lak} = 33 \text{ kN.m}^{-1} < 1000 \text{ kN}$

Brzdná síla: $Q_{lbk} = 20 \text{ kN.m}^{-1} < 6000 \text{ kN}$ ($Q_{lbk} = 35 \text{ kN.m}^{-1}$ na délku schématu SW/2)

Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami působí společně se svislým zatížením kolejovou dopravou viz. norma [1.3] tab 6.11 (Sestavy zatížení).

Brzdné a rozjezdové síly vyvolávají v kolejnici osově síly N_x a ohybové momenty M_y .

Z hlediska závislosti délky NK a velikosti celkových účinků působících na konstrukci bylo uvažováno pouze se zatížením od brzdných sil.

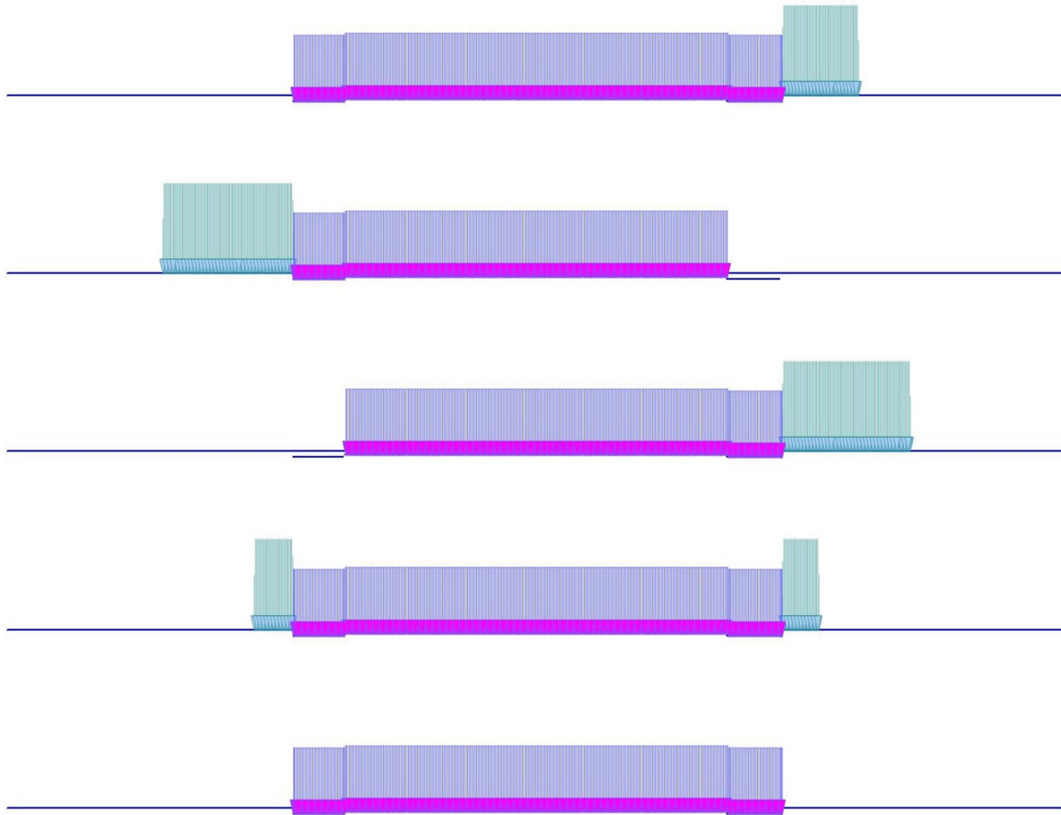
4.3.3 Aplikace zatížení na statický model konstrukce

Zatížení od pohyblivého zatížení bylo do modelu vnášeno po jednotlivých krocích, každý v samostatné fázi výpočtu. Toto bylo nutné z hlediska bezproblémového průběhu výpočtu v programu MIDAS. Velikost jednoho kroku byla zvolena na $\frac{1}{4}$ celkového zatížení. Svislé zatížení bylo vnášeno současně s vodorovným zatížením viz. norma [1.3] tab 6.11 (Sestavy zatížení). Vodorovné zatížení bylo do modelu vnášeno jako spojitě přes elementy kolejnice, protože s hlediska výsledných napětí bylo nutné dodržet excentricitu působení zatížení vůči NK. Svislé zatížení bylo do modelu aplikováno dvěma způsoby. V oblastech mimo mostní konstrukci bylo zatížení zaváděno uzlově na průřez kolejnice. V oblasti nosné konstrukce bylo aplikováno jako spojitě přímo na elementy NK.

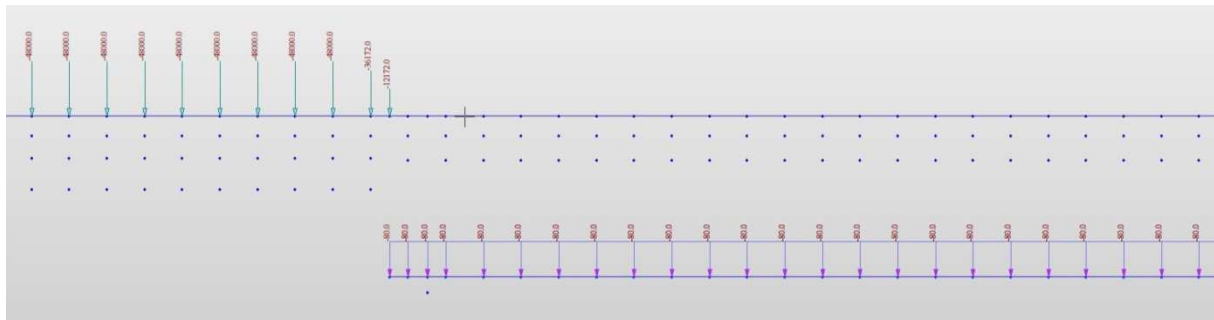
Pro zjištění extrémů napětí v kolejnici bylo posuzováno 5 poloh zatížení (obrázek 4-7):

- zatížení v délce 300 m na celé mostní konstrukci a v předpolí 1.pole,
- zatížení v délce 300 m nad poli č.1-č.3 a v předpolí 1.pole,
- zatížení v délce 300 m nad poli č.2-č.4 a v předpolí 4.pole,
- zatížení v délce 300 m symetricky na celé NK a v obou předpolích,
- zatížení ve zkrácené délce pouze nad NK.

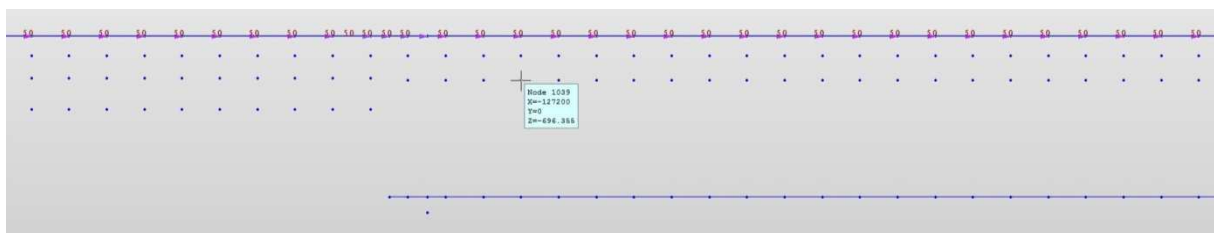
Obrázek 4-5: Uvažované polohy zatížení



Obrázek 4-6: Svislé složky pohyblivého zatížení [N; N/mm]



Obrázek 4-7: Vodorovné složky pohyblivého zatížení [N/mm]



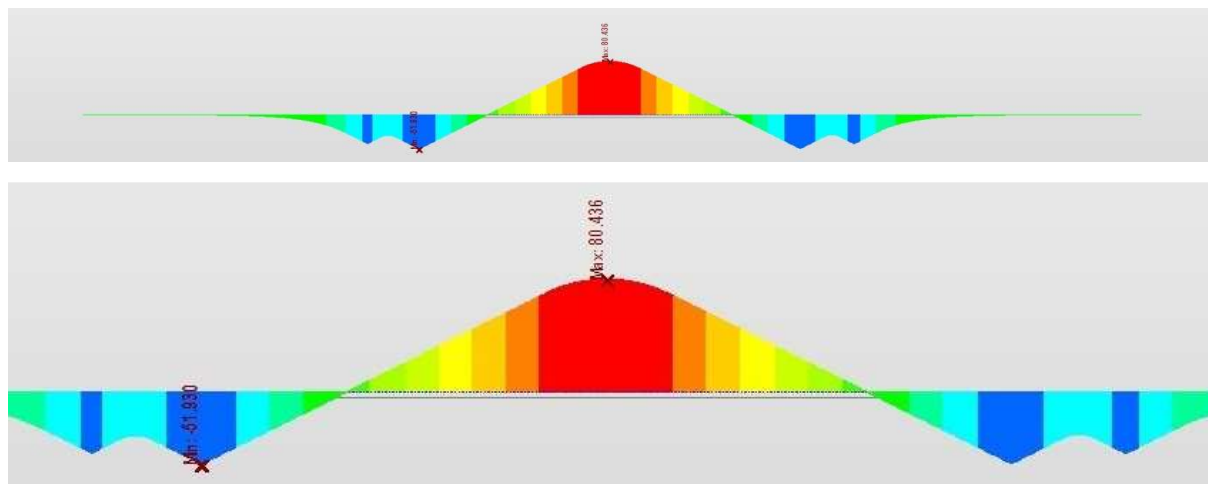
Zdroj: [4.1]

5 VÝSLEDKY

5.1 Účinky teplotního zatížení

Na následujících obrázcích jsou uvedeny výsledné hodnoty normálového napětí v kolejnici (způsobeného osovou silou) od maximálních hodnot teplotního zatížení.

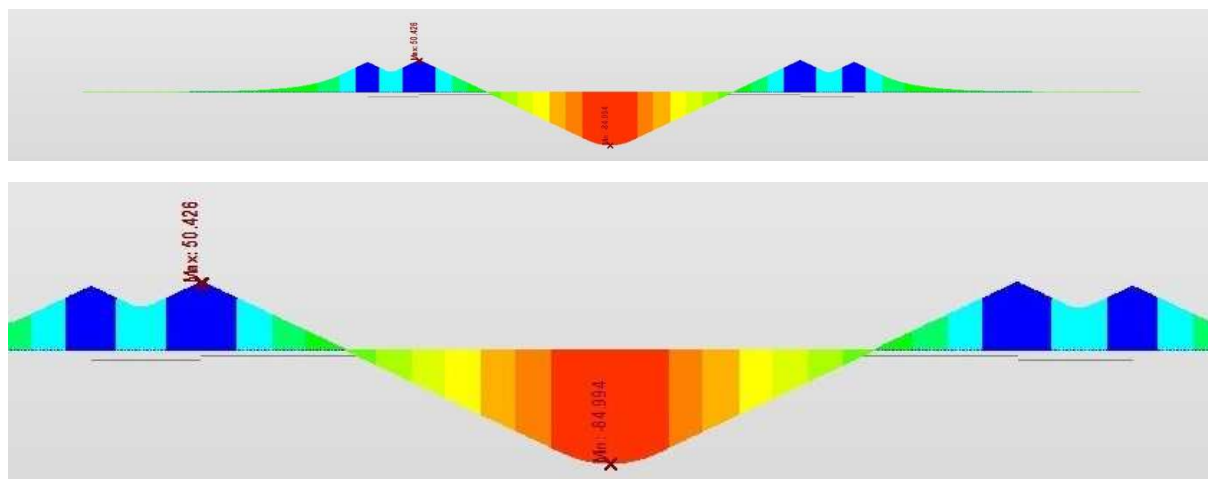
Obrázek 5-1: Průběh napětí v kolejnici od oteplení NK



Zdroj: [4.1]

Při oteplení dochází k roztahení mostních konstrukcí směrem od pevných uzlů uložení a v důsledku toho vzniká nad krajními pilíři největší tlakové napětí a nad středním pilířem největší tahové napětí v kolejnici. Minimální hodnota tlakového napětí $\sigma_{x,T} = -51,9$ MPa v kolejnici vzniká nad pilířem P1 v dilatační spáře mezi mostní konstrukcí 1. a 2.mostního pole. Maximální hodnota tahového napětí nad pilířem P2 je $\sigma_{x,+T} = 80,4$ MPa.

Obrázek 5-2: Průběh napětí v kolejnici od ochlazení NK



Zdroj: [4.1]

Při ochlazování dochází naopak ke zkracování mostních konstrukcí směrem k pevným bodům uložení a v důsledku toho vzniká nad krajními pilíři největší tahové napětí a nad středním pilířem největší tlakové napětí v kolejnici. Minimální hodnota tlakového napětí $\sigma_{x,T} = -85,0$ MPa v kolejnici vzniká nad pilířem P2. Maximální hodnota tahového napětí nad pilířem P1 je $\sigma_{x,+T} = 50,4$ MPa.

5.2 Účinky pohyblivého zatížení

V této kapitole jsou uvedeny výsledné hodnoty napětí v kolejnici od účinků složek pohyblivého zatížení. Pro porovnání jsou uvedeny jak výsledky z modelů s aplikovanou svislou tuhostí kolejového lože, tak i z modelů bez uvažování svislé tuhosti.

5.2.1 Globální účinky

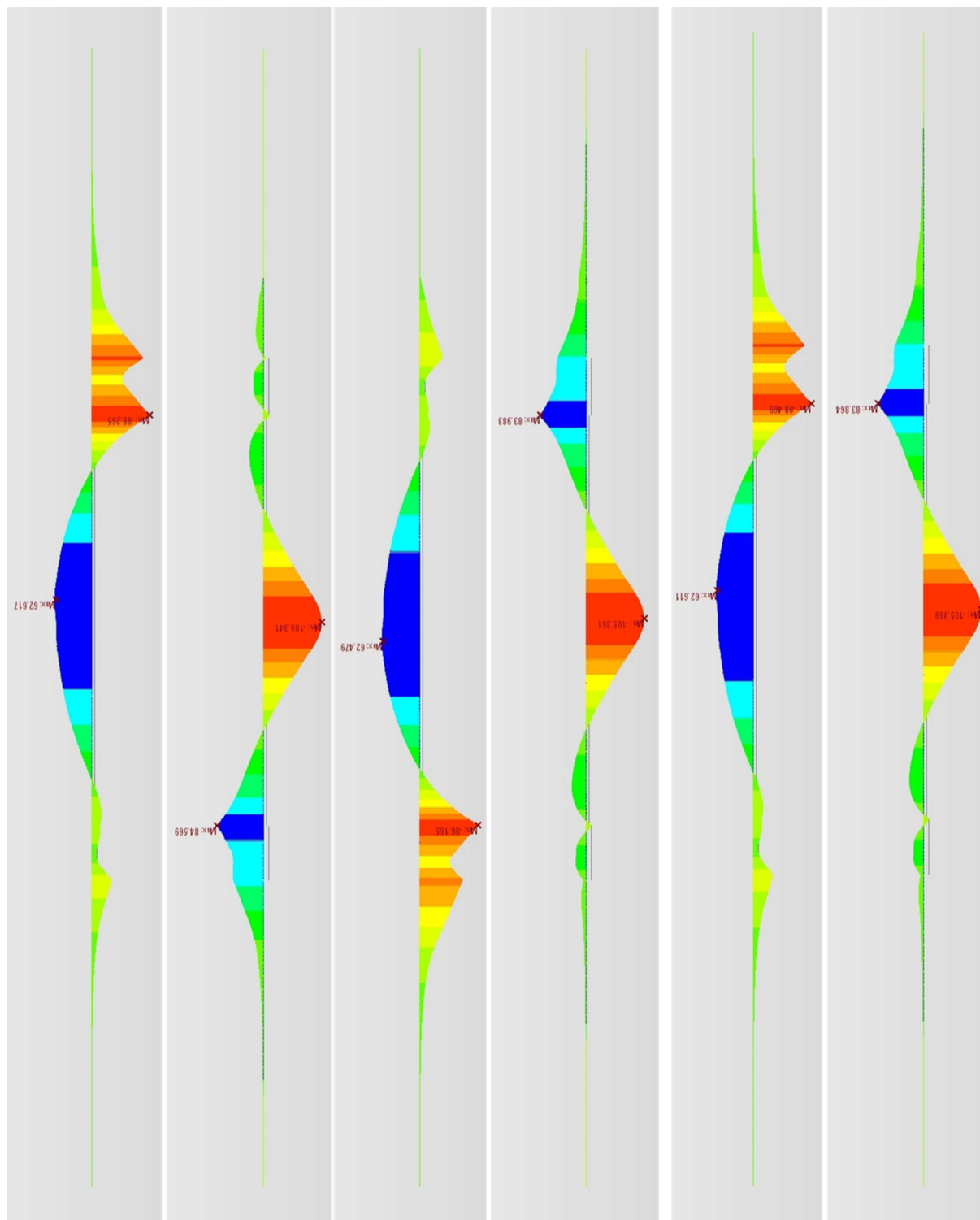
5.2.1.1 Napětí σ_a od normálové síly N_x

Na následujících obrázcích jsou uvedeny výsledné hodnoty normálových napětí způsobených **osovou silou** v kolejnici od kombinace teplotního zatížení a svislých a vodorovných účinků pohyblivého zatížení. U vybraných výsledků jsou pro porovnání přiloženy i výsledky z modelu bez uvažování svislých tuhostí. Jednotlivé výsledky jsou od shora řazeny následujícím způsobem:

- 1) oteplení NK a brzdění ve směru globální osy X (směr zleva doprava),
- 2) ochlazení NK a brzdění ve směru globální osy X (směr zleva doprava),
- 3) oteplení NK a brzdění proti směru globální osy X (směr zprava doleva),
- 4) ochlazení NK a brzdění proti směru globální osy X (směr zprava doleva),
- 5) oteplení NK a brzdění ve směru globální osy X (směr zleva doprava) – bez svislých tuhostí,
- 6) ochlazení NK a brzdění proti směru globální osy X (směr zprava doleva) – bez svislých tuhostí..

Nejkritičtějšími místy jsou v našem případě přechody mezi mostními konstrukcemi, ve kterých dochází k vzájemnému pootočení NK a tím i k velkému přírůstku napětí od globálního momentu M_y . Nad středním pilířem P2 sice vznikají největší extrémy tlakového napětí způsobené normálovou silou N_x , ale přírůstky od globálního momentu jsou zde v podstatě zanedbatelné. Místo největšího extrému vzniká ve spáře mezi konstrukcemi 3. a 4. mostního pole, tedy nad pilířem P3. Na obrázcích 5-6 a 5-7 jsou v červeném rámečku zvýrazněny rozhodující stavy, které vyvozují maximální napětí v kolejnici v místě celkového extrému.

Obrázek 5-3: Průběh napětí σ_a v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení a)

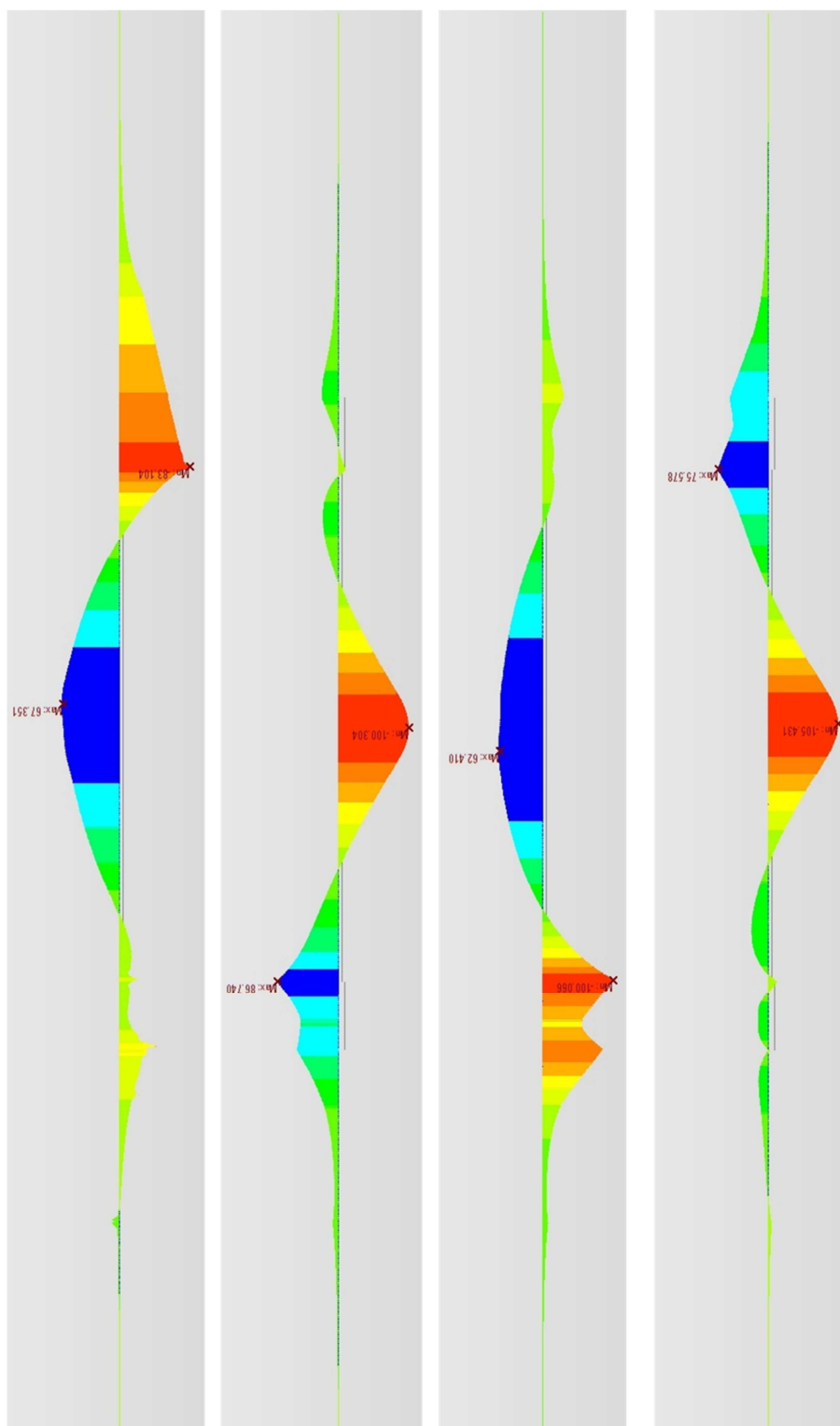


Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

- 1) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,6$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-98,3$ MPa,
- 2) TAH – pilíř P1: $\sigma_{x,+}=84,6$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-105,3$ MPa,
- 3) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,5$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-}=-96,2$ MPa,
- 4) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=84,0$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-105,4$ MPa,
- 5) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,6$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-98,5$ MPa,
- 6) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=83,9$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-105,4$ MPa.

Obrázek 5-4: Průběh napětí σ_a v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení b)

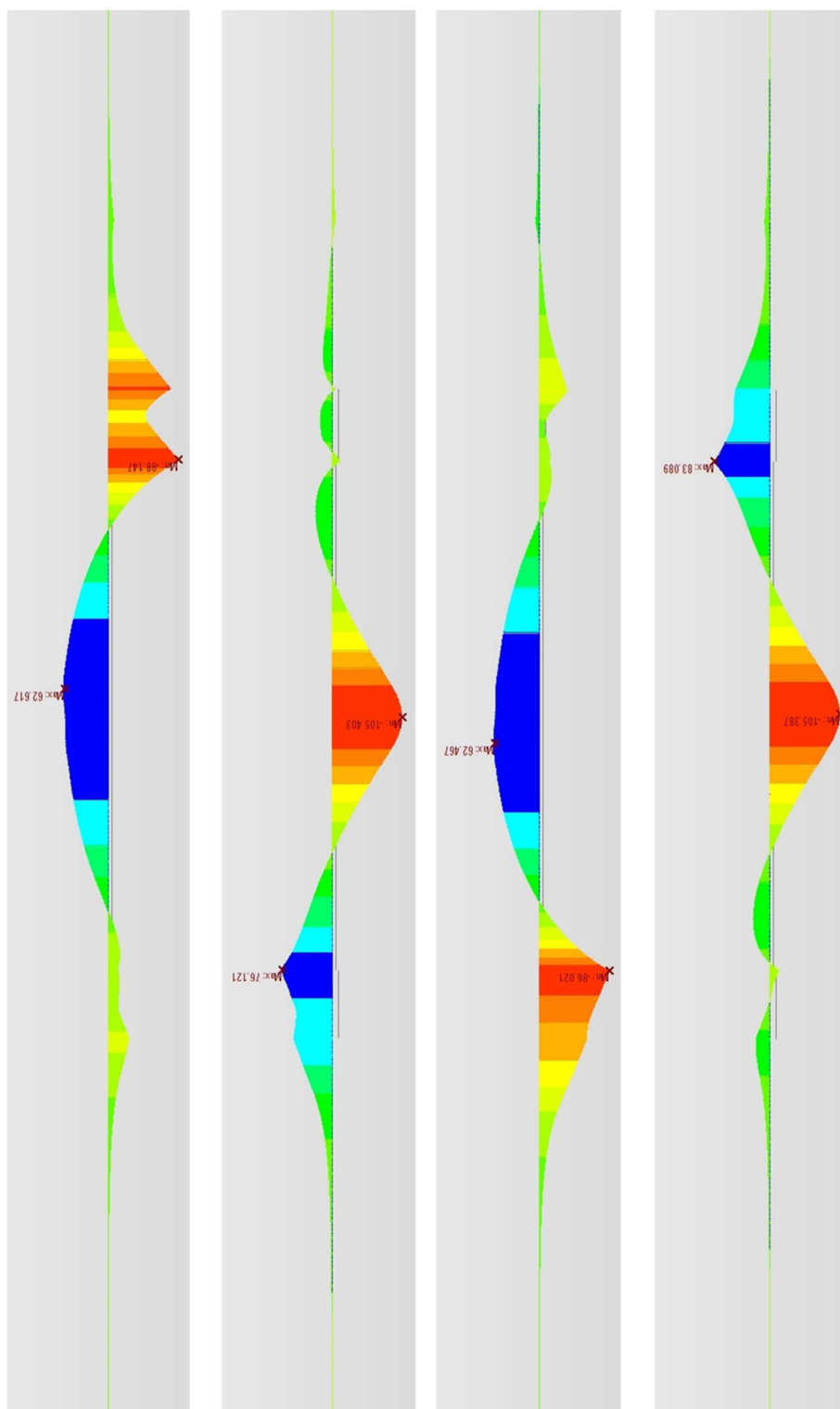


Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

- 1) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=67,4$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-83,1$ MPa,
- 2) TAH – pilíř P1: $\sigma_{x,+}=86,7$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-100,3$ MPa,
- 3) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,4$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-}=-100,1$ MPa,
- 4) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=75,6$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-105,4$ MPa.

Obrázek 5-5: Průběh napětí σ_a v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení c)

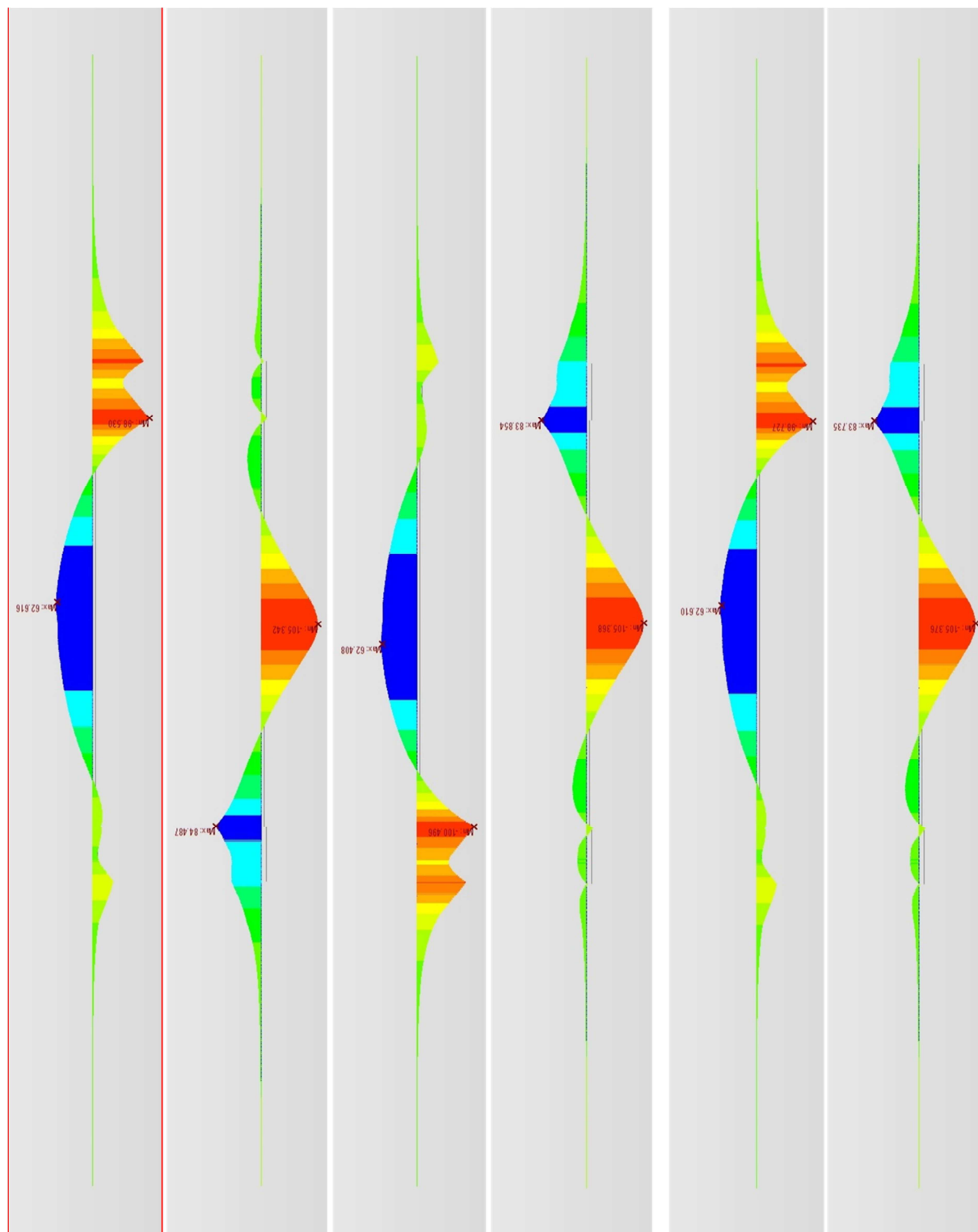


Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

- 1) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,6$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-98,1$ MPa,
- 2) TAH – pilíř P1: $\sigma_{x,+}=76,1$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-105,4$ MPa,
- 3) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,5$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-}=-96,0$ MPa,
- 4) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=83,1$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-105,4$ MPa.

Obrázek 5-6: Průběh napětí σ_x v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení d)

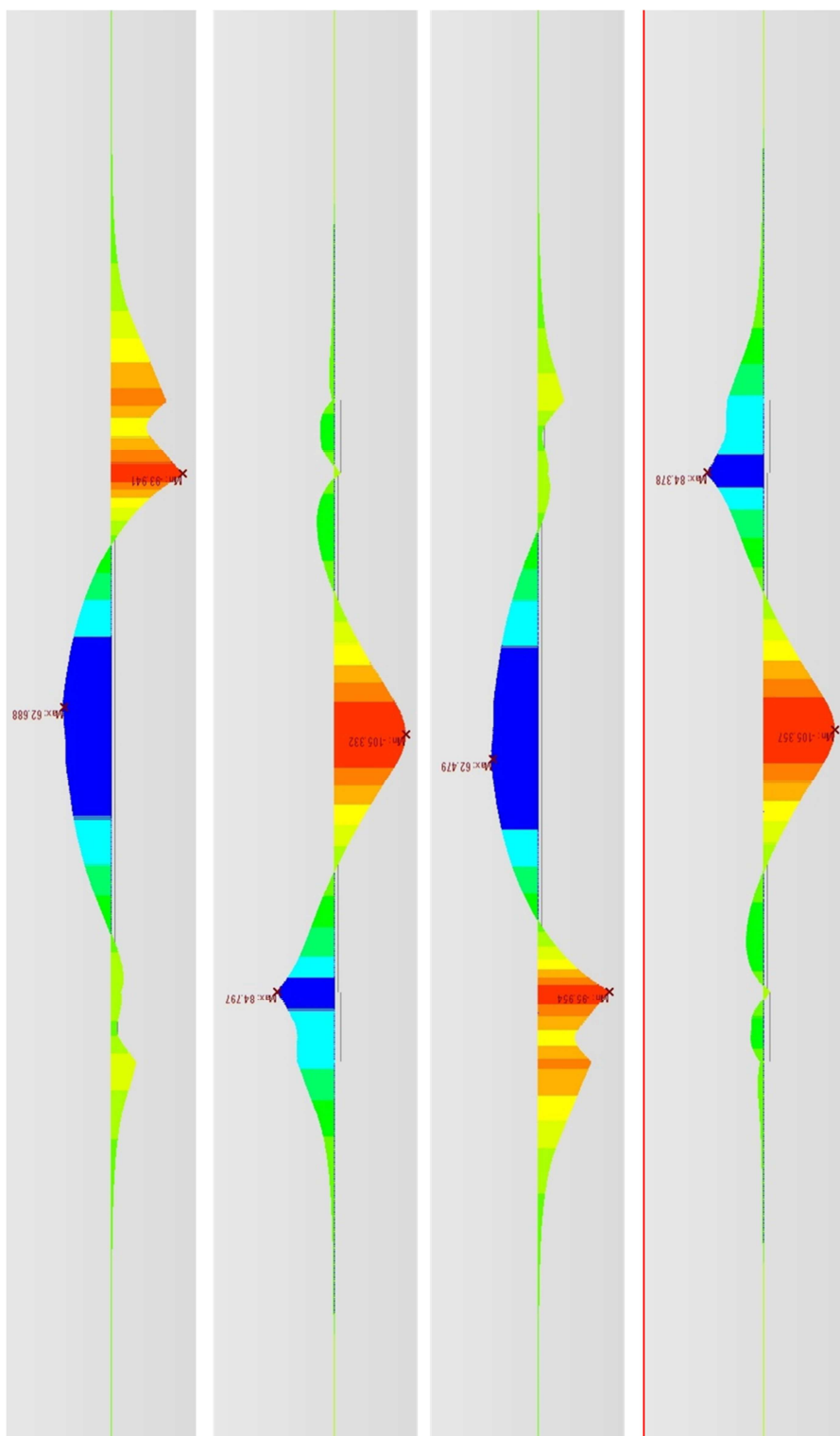


Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

- 1) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,6$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-98,5$ MPa,
- 2) TAH – pilíř P1: $\sigma_{x,+}=84,5$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-105,3$ MPa,
- 3) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,4$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-}=-100,5$ MPa,
- 4) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=83,9$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-105,4$ MPa,
- 5) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,6$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-98,7$ MPa,
- 6) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=83,7$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-105,4$ MPa.

Obrázek 5-7: Průběh napětí σ_a v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení e)



Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

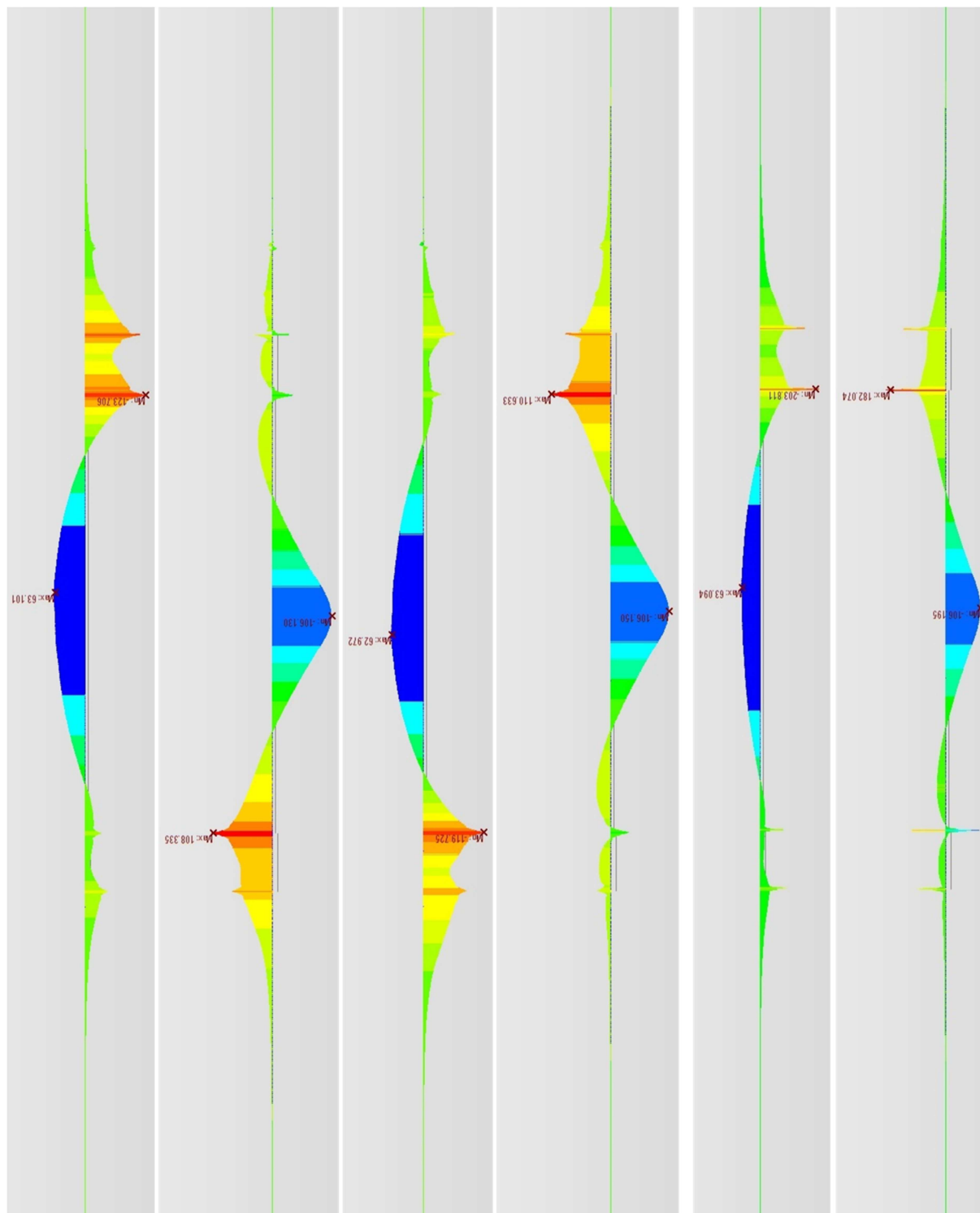
- 1) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+} = 62,7$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-} = -93,9$ MPa,
- 2) TAH – pilíř P1: $\sigma_{x,+} = 84,8$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-} = -105,3$ MPa,
- 3) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+} = 62,5$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-} = -96,0$ MPa,
- 4) **TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+} = 84,4$ MPa**; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-} = -105,4$ MPa.

5.2.1.2 Napětí $\sigma_a + \sigma_b$ od normálové síly N_x a ohybového momentu M_y

Vzájemným pootočením NK od složek pohyblivého zatížení vzniká nad krajními pilíři v kolejnicích globální ohybový moment M_y , který v těchto místech způsobuje tah v horních vláknech průřezu kolejnice. Na následujících obrázcích jsou uvedeny obálky výsledných hodnot kombinovaných normálových napětí způsobených **osovou silou a ohybovým momentem** v kolejnici od kombinace teplotního zatížení a svislých a vodorovných účinků pohyblivého zatížení. Jednotlivé výsledky jsou od shora řazeny následujícím způsobem:

- 1) oteplení NK a brzdění ve směru globální osy X (směr zleva doprava),
- 2) ochlazení NK a brzdění ve směru globální osy X (směr zleva doprava),
- 3) oteplení NK a brzdění proti směru globální osy X (směr zprava doleva),
- 4) ochlazení NK a brzdění proti směru globální osy X (směr zprava doleva),
- 5) oteplení NK a brzdění ve směru globální osy X (směr zleva doprava) – bez svislých tuhostí,
- 6) ochlazení NK a brzdění proti směru globální osy X (směr zprava doleva) – bez svislých tuhostí.

Obrázek 5-8: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení a)

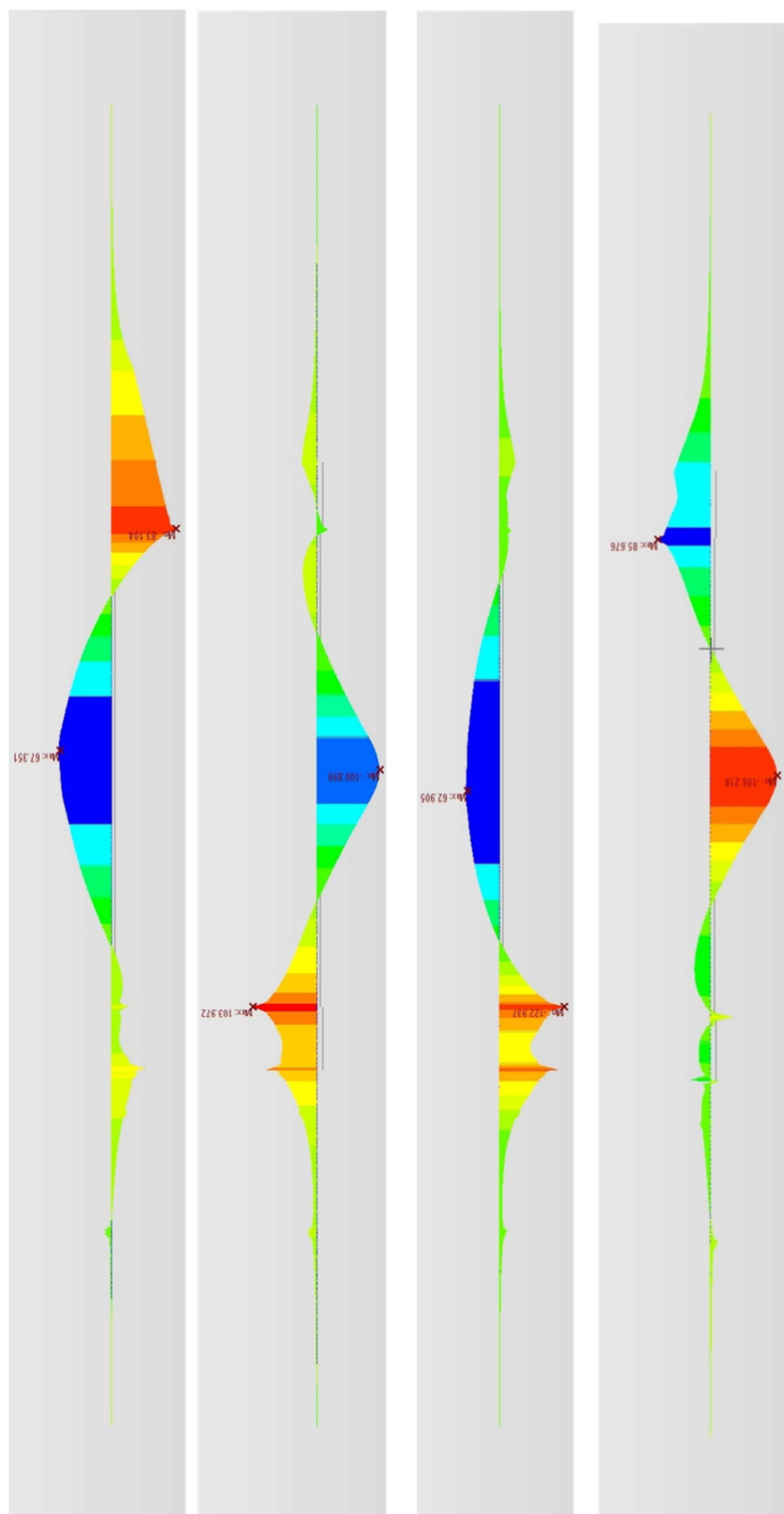


Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

- 1) TA – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=63,1$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-123,7$ MPa,
- 2) TA – pilíř P1: $\sigma_{x,+}=108,3$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-106,1$ MPa,
- 3) TA – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=63,0$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-}=-119,7$ MPa,
- 4) TA – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=110,6$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-106,2$ MPa,
- 5) TA – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=63,1$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-203,8$ MPa,
- 6) TA – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=182,1$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-106,2$ MPa.

Obrázek 5-9: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení b)

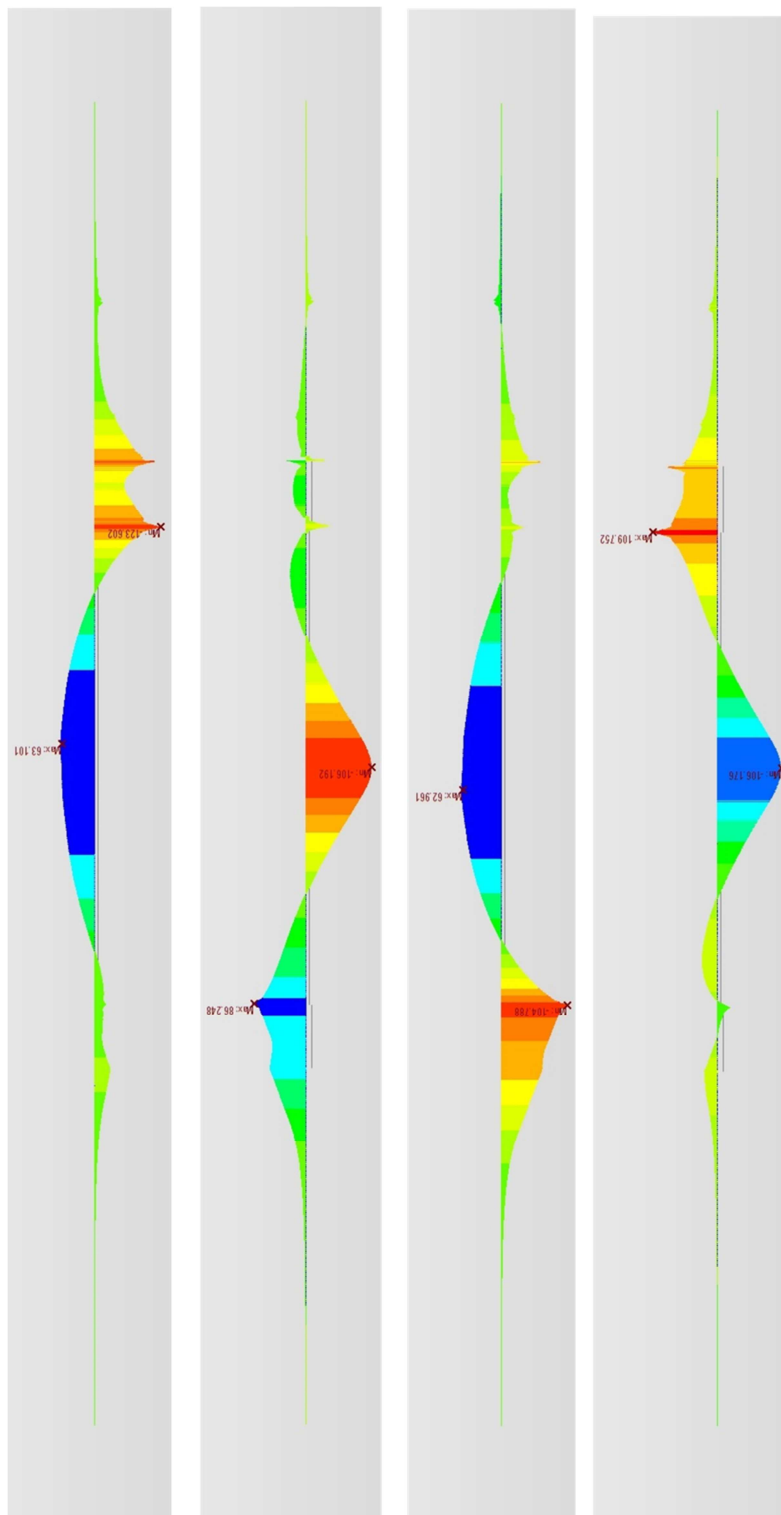


Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

- 1) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=67,4$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-83,1$ MPa,
- 2) TAH – pilíř P1: $\sigma_{x,+}=104,0$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-100,9$ MPa,
- 3) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=62,9$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-}=-122,9$ MPa,
- 4) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=85,7$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-106,2$ MPa.

Obrázek 5-10: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení c)

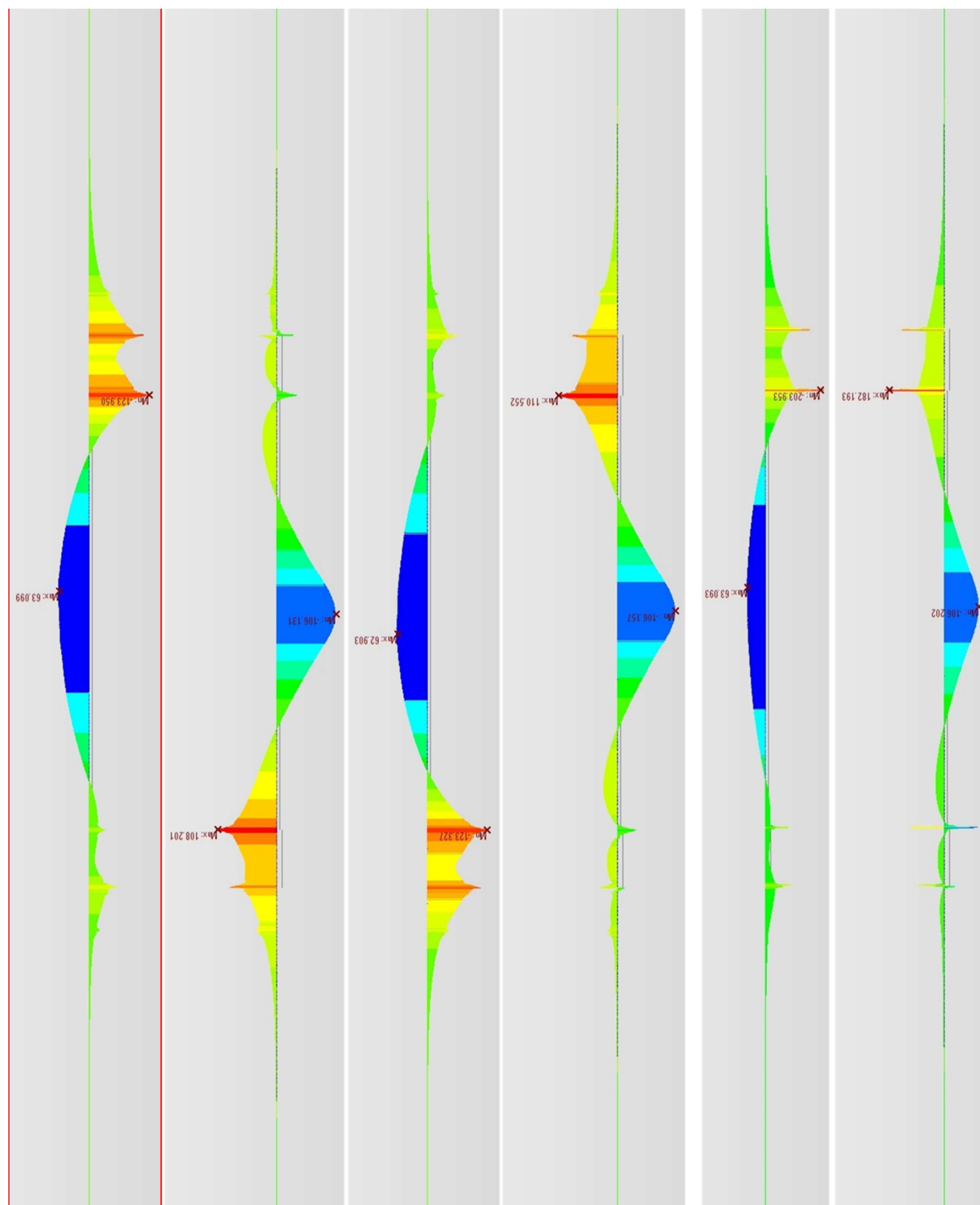


Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

- 1) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=63,1$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-}=-123,6$ MPa,
- 2) TAH – pilíř P1: $\sigma_{x,+}=86,2$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-106,2$ MPa,
- 3) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+}=63,0$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-}=-104,8$ MPa,
- 4) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+}=109,8$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-}=-106,2$ MPa.

Obrázek 5-11: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení d)

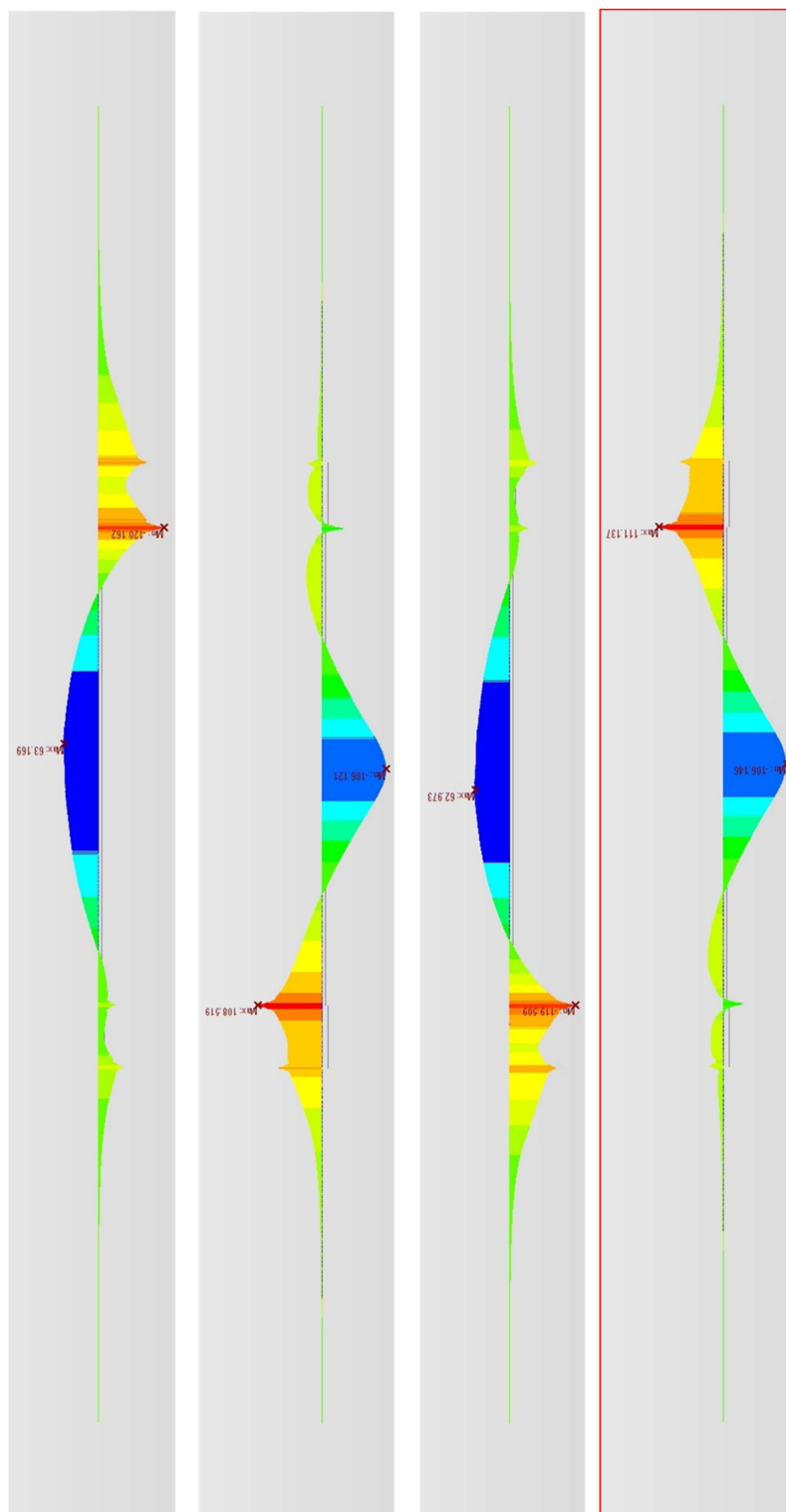


Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

- 1) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+} = 63,1$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-} = -124,0$ MPa,
- 2) TAH – pilíř P1: $\sigma_{x,+} = 108,2$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-} = -106,1$ MPa,
- 3) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+} = 62,9$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-} = -123,3$ MPa,
- 4) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+} = 110,6$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-} = -106,2$ MPa,
- 5) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+} = 63,1$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-} = -204,0$ MPa,
- 6) TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+} = 182,2$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-} = -106,2$ MPa.

Obrázek 5-12: Průběh napětí $\sigma_a + \sigma_b$ v kolejnici od teploty a pohyblivého zatížení e)



Zdroj: [4.1]

Extrémní hodnoty napětí:

- 1) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+} = 63,2$ MPa; TLAK – pilíř P3: $\sigma_{x,-} = -120,2$ MPa,
- 2) TAH – pilíř P1: $\sigma_{x,+} = 108,5$ MPa; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-} = -106,1$ MPa,
- 3) TAH – pilíř P2: $\sigma_{x,+} = 63,0$ MPa; TLAK – pilíř P1: $\sigma_{x,-} = -119,5$ MPa,
- 4) **TAH – pilíř P3: $\sigma_{x,+} = 111,1$ MPa**; TLAK – pilíř P2: $\sigma_{x,-} = -106,1$ MPa.

Tabulka 5-1: Shrnutí výsledných napětí

Poloha zatížení	Kombinace zatěžovacích stavů	Normálové napětí σ_{ax} [Mpa]						Kombinované napětí $\sigma_{ax} + \sigma_{bz}$ [Mpa]					
		Pilíř P1		Pilíř P2		Pilíř P3		Pilíř P1		Pilíř P2		Pilíř P3	
		Tah	Tlak	Tah	Tlak	Tah	Tlak	Tah	Tlak	Tah	Tlak	Tah	Tlak
a)	1)			62.6			-98.3			63.1			-123.7
	2)	84.6			-105.3			108.3			-106.1		
	3)		-96.2	62.5					-119.7	63.0			
	4)				-105.4	84.0					-106.2	110.6	
	5)			62.6			-98.5			63.1			-203.8
	6)				-105.4	83.9					-106.2	182.1	
b)	1)			67.4			-83.1			67.4			-83.1
	2)	86.7			-100.3			104.0			-100.9		
	3)		-100.1	62.4					-122.9	62.9			
	4)				-105.4	75.6					-106.2	85.7	
	5)												
	6)												
c)	1)			62.6			-98.1			63.1			-123.6
	2)	76.1			-105.4			86.2			-106.2		
	3)		-96.0	62.5					-104.8	63.0			
	4)				-105.4	83.1					-106.2	109.8	
	5)												
	6)												
d)	1)			62.6			-98.5			63.1			-124.0
	2)	84.5			-105.3			108.2			-106.1		
	3)		-100.5	62.4					-123.3	62.9			
	4)				-105.4	83.9					-106.2	110.6	
	5)			62.6			-98.7			63.1			-204.0
	6)				-105.4	83.7					-106.2	182.2	
e)	1)			62.7			-93.9			63.2			-120.2
	2)	84.8			-105.3			108.5			-106.1		
	3)		-96.0	62.5					-119.5	63.0			
	4)				-105.4	84.4					-106.2	111.1	
	5)												
	6)												
σ [Mpa] - 1),2),3),4)		86.7	-100.5	67.4	-105.4	84.4	-98.5	108.5	-123.3	67.4	-106.2	111.1	-124.0
σ [Mpa] - 5),6)				62.6	-105.4	83.9	-98.7			63.1	-106.2	182.2	-204.0

Zdroj: Vlastní zpracování

V tabulce 5-1 jsou shrnuty výsledná napětí od všech kombinací zatížení. V levé části tabulky jsou uvedeny hodnoty normálových napětí způsobených pouze normálovou silou N_x . V pravé části tabulky jsou uvedeny obálkové hodnoty kombinovaných napětí způsobených normálovou silou N_x a ohybovým momentem M_y . Obálkové hodnoty udávají maximální hodnotu napětí na průřezu, ale nezohledňují jeho pozici. Např. maximální hodnota tahového napětí v místě mezi pražci nad pilířem P3 vznikne v dolních vláknech průřezu kolejnice (protože zde vzniká maximální ohybový moment od lokálního zatížení viz. kap.5.2.2). Pro posouzení celkového napětí v kolejnici v tomto místě, ale nelze uvažovat obálkovou hodnotu tahového napětí nad pilířem P3. Ta totiž zahrnuje i vliv globálního ohybového momentu M_y , který v místech přechodů mezi konstrukcemi působí tahem naopak na horní vlákna průřezu, nikoliv na dolní vlákna. V tomto místě tedy účinek globálního momentu působí příznivě a celkovou hodnotu tahového napětí zmenšuje. Při celkovém posouzení napětí v kolejnici je tedy nutno zohlednit polohu napětí na průřezu.

V řádcích 5) a 6) jsou pro vybrané polohy zatížení uvedeny i hodnoty napětí vypočtená na modelech bez zavedených svislých tuhostí kolejového lože. Vzájemné porovnání hodnot napětí mezi řádky 1) vs. 5) a 4) vs. 6) jasně ukazuje pozitivní vliv aplikace svislých tuhostí kolejového lože do výpočtového modelu. Rozdíl v absolutních hodnotách napětí dosahuje 80 MPa, což rozhodně nelze považovat za zanedbatelnou hodnotu. Tento rozdíl ve velikosti napětí je způsoben globálním ohybovým momentem M_y . Kolej uložená na pružných podporách je daleko poddajnější a při vzájemném pootáčení jednotlivých nosných konstrukcí nevzdoruje tolik jako kolej uložená pevně.

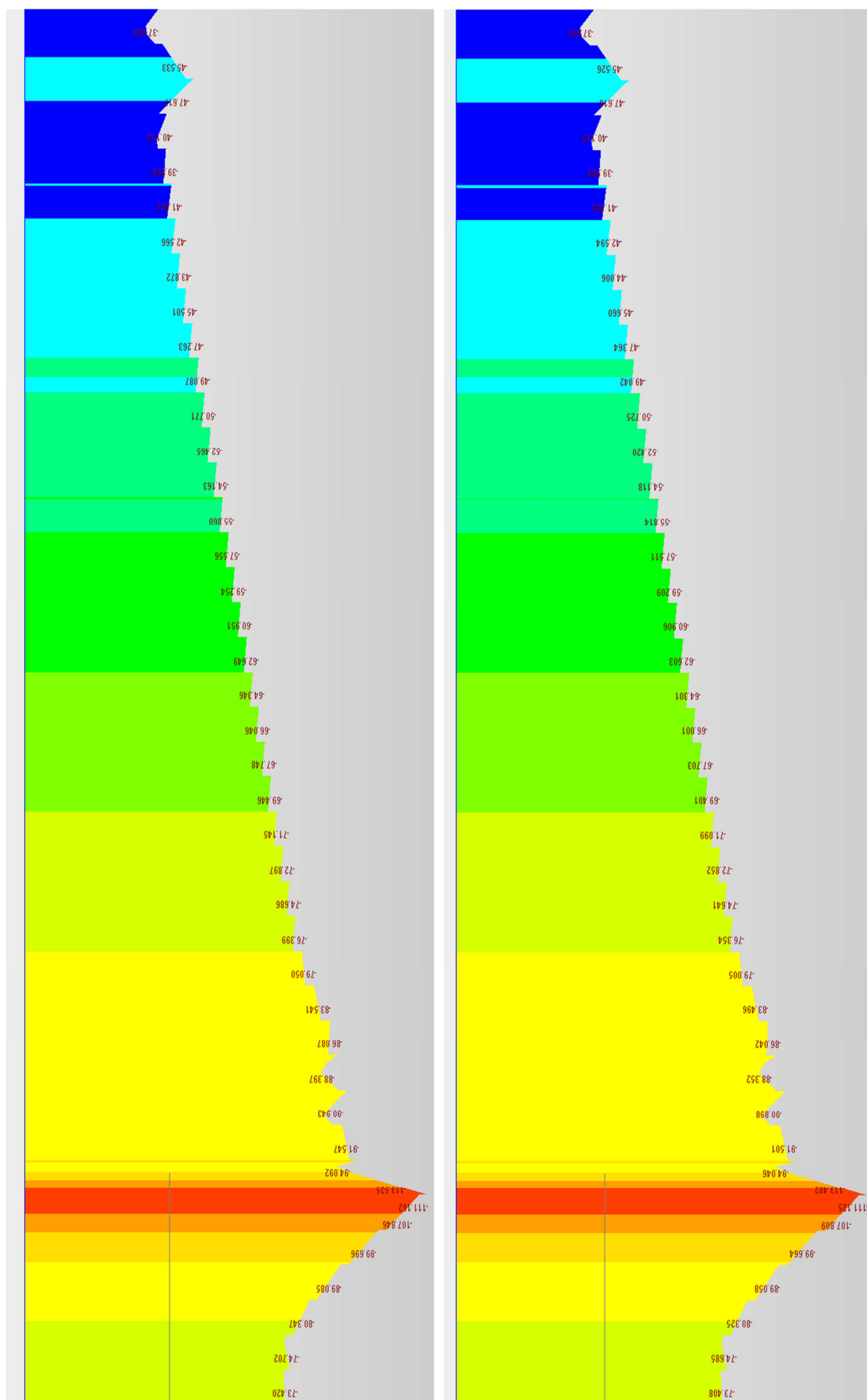
5.2.1.3 Účinek vlivu stabilizace kolejového lože lepením pryskyřicí

Pro porovnání byl vybrán model a pozice zatížení s největším výsledným tlakovým napětím, tedy pozice pohyblivého zatížení **d)** dle kap. 4.3.3 a zatížení teplotou a brzděním **1)** dle kap. 5.2.1.1.

Na následujícím obrázku 5-13 je uvedeno porovnání hodnot kombinovaného napětí v místě předpolí opěry OP2.

Z výsledných hodnot vyplývá, že změna ve velikosti napětí v kolejnicových pásech nedosahuje ani **hodnoty 1%**. Lze tedy konstatovat, že vliv tuhosti stabilizovaného kolejového lože pryskyřicí **nemá podstatný vliv** na výsledná napětí v kolejnicových pásech.

Obrázek 5-13: Průběh kombinovaného napětí v předpolí opěry OP2 – vlevo bez a vpravo se stabilizací

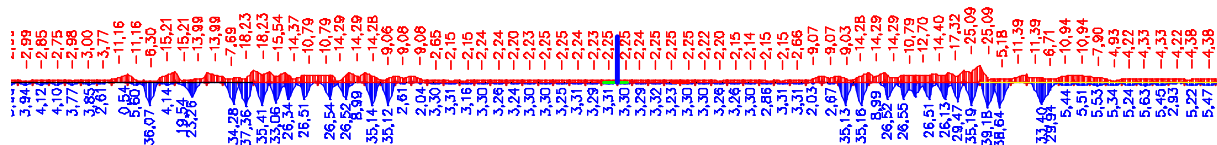


Zdroj: [4.1]

5.2.2 Lokální účinky

Výpočet lokálních účinků svislé složky pohyblivého zatížení byl proveden v programu SCIA ENGINEER 2008.1 [4.2]. Vzhledem k již známému místu extrémních napětí (rozhraní mezi NK2 a NK3 nad pilířem P3) byly zjišťovány hodnoty pouze pro 4.mostní pole. Kolej byla vymodelována v délce cca 90 m tzn., cca 31,5 m před a za NK3. V modelu byly uváženy odpovídající svislé tuhosti kolejové dráhy jak na mostních konstrukcích, tak i na opěře OP2, ZKPP i v širé trati (viz. kap.3.5.2). Kolejnice byla uvažována průřezu UIC60/E1 se srovnaným ojetím 12 mm. Pro zjištění vnitřních sil byl použit pojezd zatěžovacím schématem LM71 po celé délce kolejnice ve směru tam i zpět. Z výsledných obálek vnitřních sil od pohyblivého zatížení byly vygenerovány konkrétní zatěžovací stavy pro kritická místa a z nich pak byla v programu vytvořena výběrová kombinace. Výsledná obálka maximálních hodnot je uvedena na obrázku 5-13.

Obrázek 5-14: Obálka maxim lokálního ohybového momentu M_y



Zdroj: [4.2]

V místě přechodu mezi NK2 a NK3 byly zjištěny tyto hodnoty ohybového momentu M_y :

- kladný moment mezi pražci $M_{y+} = 37,4 \text{ kNm}$,
- záporný moment nad pražcem $M_{y-} = -18,2 \text{ kNm}$.

Pro přechod mezi NK3 a opěrou OP2 byly zjištěny tyto hodnoty ohybového momentu M_y :

- kladný moment mezi pražci $M_{y+} = 39,2 \text{ kNm}$,
- záporný moment nad pražcem $M_{y-} = -25,1 \text{ kNm}$.

Nutno konstatovat, že velikost ohybového momentu M_y přímo závisí na hodnotách použitých svislých tuhostí kolejového lože.

Při výsledném posouzení napětí v průřezu kolejnice je uvažováno se součiniteli zatížení a s dynamickým součinitelem dle kap.4.1.

5.3 Posouzení celkového napětí v kolejnici

Závěrečné posouzení celkového napětí v kolejnici bylo provedeno pro horní a dolní vlákna průřezu kolejnice mezi pražci a nad pražcem.

Tabulka 5-2: Parametry průřezu kolejnice UIC60/E1 vstupující do posudků

mez pevnosti :	$f_u =$	880 MPa	kolejnicová ocel UIC900, R260
charakter. hodnota meze kluzu :	$f_{y,k} =$	528 MPa	smluvní mez kluzu $0,6 \cdot f_u$
souč. spolehlivosti materiálu:	$\gamma_{M0} =$	1,00	dle ČSN EN 1993-2, čl. 6.1
plocha kolejnice :	$A_{net} =$	6 948 mm ²	pro srovnané ojetí 12 mm
průřezový modul :	$W_{net,h} =$	280 983 mm ³	pro srovnané ojetí 12 mm
průřezový modul :	$W_{net,d} =$	342 212 mm ³	pro srovnané ojetí 12 mm

Zdroj: Vlastní zpracování

Tabulka 5-3: Výsledné tahové napětí v dolních vláknech pro průřez mezi pražci

ohybový moment v kolejnici ⁴⁾: MS.k = **37,4** kNm lokální účinek

Dílčí složka napětí v kolejnici		Hodnoty napětí v kolejnici				
		charakter.	γ_F	Φ_2	návrhové	
vl. pnutí od výroby:	$\sigma_E =$	100,0	1,00	1,00	100,0	MPa
napětí od teplotní změny koleje v trati:	$\sigma_T =$	133,6	1,00	1,00	133,6	MPa
napětí od teplotní změny mostu :	$\sigma_K =$	50,1	1,00	1,00	50,1	MPa
napětí od brzdnicích a rozjezdových sil ²⁾ :	$\sigma_B =$	34,3	1,45	1,00	49,7	MPa
napětí od lok. účinků $\alpha \cdot LM71$ na mostě ¹⁾ :	$\sigma_{M,lok} =$	68,3	1,45	1,67	165,4	MPa
napětí od globálních účinků $\alpha \cdot LM71$ ^{1) 3)} :	$\sigma_{M,glob} =$	-23,2	1,45	1,00	-33,6	MPa
Celkem :	$\Sigma \sigma =$	363,1	MPa		465,2	MPa

< $f_{y,d} = 528$ MPa
využití : **88,1%**

Zdroj: Vlastní zpracování

Tabulka 5-4: Výsledné tahové napětí v horních vláknech pro průřez nad pražcem

ohybový moment v kolejnici ⁴⁾: MS.k = **18,2** kNm lokální účinek

Dílčí složka napětí v kolejnici		Hodnoty napětí v kolejnici				
		charakter.	γ_F	Φ_2	návrhové	
vl. pnutí od výroby:	$\sigma_E =$	100,0	1,00	1,00	100,0	MPa
napětí od teplotní změny koleje v trati:	$\sigma_T =$	133,6	1,00	1,00	133,6	MPa
napětí od teplotní změny mostu :	$\sigma_K =$	50,1	1,00	1,00	50,1	MPa
napětí od brzdnicích a rozjezdových sil ²⁾ :	$\sigma_B =$	34,3	1,45	1,00	49,7	MPa
napětí od lok. účinků $\alpha \cdot LM71$ na mostě ¹⁾ :	$\sigma_{M,lok} =$	40,5	1,45	1,67	98,0	MPa
napětí od globálních účinků $\alpha \cdot LM71$ ^{1) 3)} :	$\sigma_{M,glob} =$	26,7	1,45	1,00	38,8	MPa
Celkem :	$\Sigma \sigma =$	385,2	MPa		470,2	MPa

< $f_{y,d} = 528$ MPa
využití : **89,1%**

Zdroj: Vlastní zpracování

Tabulka 5-5: Výsledné tlakové napětí v horních vláknech pro průřez mezi pražci

ohybový moment v kolejnici ⁴⁾: MS.k = **-37,4** kNm lokální účinek

Dílčí složka napětí v kolejnici		Hodnoty napětí v kolejnici				
		charakter.	γ_F	Φ_2	návrhové	
vl. pnutí od výroby:	$\sigma_E =$	-100,0	1,00	1,00	-100,0	MPa
napětí od teplotní změny koleje v trati:	$\sigma_T =$	-108,4	1,00	1,00	-108,4	MPa
napětí od teplotní změny mostu :	$\sigma_K =$	-51,6	1,00	1,00	-51,6	MPa
napětí od brzdnicích a rozjezdových sil ²⁾ :	$\sigma_B =$	-46,9	1,45	1,00	-68,0	MPa
napětí od lok. účinků α .LM71 na mostě ¹⁾ :	$\sigma_{M.lok} =$	-83,2	1,45	1,67	-201,4	MPa
napětí od globálních účinků α .LM71 ^{1) 3)} :	$\sigma_{M.glob} =$	31,7	1,45	1,00	45,9	MPa
Celkem :	$\Sigma \sigma =$	-358,4	MPa		-483,5	MPa

< $f_{y,d} = 528$ MPa
využití : 91,6%

Zdroj: Vlastní zpracování

Tabulka 5-6: Výsledné tlakové napětí v dolních vláknech pro průřez nad pražcem

ohybový moment v kolejnici ⁴⁾: MS.k = **-18,2** kNm lokální účinek

Dílčí složka napětí v kolejnici		Hodnoty napětí v kolejnici				
		charakter.	γ_F	Φ_2	návrhové	
vl. pnutí od výroby:	$\sigma_E =$	-100,0	1,00	1,00	-100,0	MPa
napětí od teplotní změny koleje v trati:	$\sigma_T =$	-108,4	1,00	1,00	-108,4	MPa
napětí od teplotní změny mostu :	$\sigma_K =$	-51,6	1,00	1,00	-51,6	MPa
napětí od brzdnicích a rozjezdových sil ²⁾ :	$\sigma_B =$	-46,9	1,45	1,00	-68,0	MPa
napětí od lok. účinků α .LM71 na mostě ¹⁾ :	$\sigma_{M.lok} =$	-33,2	1,45	1,67	-80,5	MPa
napětí od globálních účinků α .LM71 ^{1) 3)} :	$\sigma_{M.glob} =$	-25,5	1,45	1,00	-36,9	MPa
Celkem :	$\Sigma \sigma =$	-365,6	MPa		-445,4	MPa

< $f_{y,d} = 528$ MPa
využití : 84,4%

Zdroj: Vlastní zpracování

1) uvažováno schéma α .LM 71 pro $\alpha = 1,0$ (nápravová síla 25 t)

2) uvažovány brzdnicové síly odpovídající působícímu zatížení α . LM71 pro $\alpha = 1,0$;

napětí včetně globálního účinku od osové síly"

3) globální účinek uvažovaný od ohybového momentu doložitán z kombinovaného napětí

4) určeno pro svislé tuhosti uvedené v kap.3.5.2

5.4 Součinitele interakce

Tabulka 5-7: Výpočet součinitelů interakce

MODEL	ZATĚŽOVACÍ STAV	NAPĚTÍ V KOLEJNICI			REAKCE Rx			REAKCE Rx (60%)		
		L = 26m	L = 202,4m	L = 27,3m	L = 26m	L = 202,4m	L = 27,3m	L = 26m	L = 202,4m	L = 27,3m
		bod 1	bod 2	bod 3	reakce	reakce	reakce	reakce	reakce	reakce
		P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
	T - Teplota -42,5°/-50°	50,4	-84,9	50,1	-49,6	4,4	42	-114,8	4,5	108
	$\xi = R_T / \Sigma Q_{KT}$				0,095	0,001	0,076	0,221	0,001	0,198
	T - Teplota +32,5°/+44°	-51,9	80,4	-51,6	110,9	-4,1	-104	128,0	-4,4	-122
	$\xi = R_{T+} / \Sigma Q_{KT}$				0,213	0,001	0,191	0,246	0,001	0,223
CWR_straight_nonlinear_position_sym +x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (+T)	36,8	-20,2	-46,9	-962,4	-2878,2	-619			
CWR_straight_nonlinear_position_sym +x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (-T)	34,1	-20,2	-60,9	-931,7	-2737,4	-707			
CWR_straight_nonlinear_position_sym -x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (+T)	-48,6	-20,3	36,4	638,7	2861,4	1007			
CWR_straight_nonlinear_position_sym -x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (-T)	-62,0	-20,4	33,7	733,1	2726,9	983			
	$\xi = R_x / \Sigma Q_{bk}$				1,851	0,711	1,845			
CWR_straight_nonlinear_position_strictly_sym +x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (+T)	38,4	-20,1	-42,3	-946,5	-2919,7	-770			
CWR_straight_nonlinear_position_strictly_sym +x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (-T)	34,4	-20,2	-59,3	-936,8	-2756,1	-770			
CWR_straight_nonlinear_position_strictly_sym -x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (+T)	-43,7	-20,3	38,1	782,8	2902,0	992			
CWR_straight_nonlinear_position_strictly_sym -x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (-T)	-60,4	-20,3	34,3	789,4	2741,6	978			
	$\xi = R_x / \Sigma Q_{bk}$				1,820	0,721	1,816			
CWR_straight_nonlinear_position_f_1-3 +x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (+T)	44,5	-14,9	-25,0	-954,0	-3065,7	-470			
CWR_straight_nonlinear_position_f_1-3 +x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (-T)	36,3	-15,1	-60,3	-904,7	-2702,0	-508			
CWR_straight_nonlinear_position_f_1-3 -x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (+T)	-48,1	-20,3	37,5	646,7	2852,3	331			
CWR_straight_nonlinear_position_f_1-3 -x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (-T)	-63,2	-20,4	25,4	750,0	2814,6	215			
	$\xi = R_x / \Sigma Q_{bk}$				1,835	0,757	0,930			
CWR_straight_nonlinear_position_f_1-4 +x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (+T)	38,7	-20,2	-46,6	-934,8	-2870,9	-623			
CWR_straight_nonlinear_position_f_1-4 +x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (-T)	34,1	-20,2	-60,8	-930,5	-2738,0	-712			
CWR_straight_nonlinear_position_f_1-4 -x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (+T)	-44,2	-20,3	37,2	781,0	2911,5	1022			
CWR_straight_nonlinear_position_f_1-4 -x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (-T)	-60,5	-20,3	33,9	787,7	2745,3	992			
	$\xi = R_x / \Sigma Q_{bk}$				1,798	0,719	1,872			
CWR_straight_nonlinear_position_f_2-4 +x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (+T)	38,3	-20,2	-46,5	-329,2	-2869,3	-626			
CWR_straight_nonlinear_position_f_2-4 +x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X+ (-T)	25,7	-20,2	-62,2	-212,6	-2825,6	-726			
CWR_straight_nonlinear_position_f_2-4 -x+T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (+T)	-44,1	-20,3	37,0	335,0	2904,0	1021			
CWR_straight_nonlinear_position_f_2-4 -x-T SDx MEL v5	B - Brzdění X- (-T)	-63,8	-20,4	33,0	523,2	2700,2	985			
	$\xi = R_x / \Sigma Q_{bk}$				1,006	0,717	1,871			
	Normálové napětí Sax SOUČET T(+) + B(+x)	-15,084	65,502	-98,530						
	Normálové napětí Sax SOUČET T(-) + B(+x)	84,797	-105,175	-12,059						
	Normálové napětí Sax SOUČET T(+) + B(-x)	-100,496	60,133	-15,206						
	Normálové napětí Sax SOUČET T(-) + B(-x)	-13,336	-105,315	84,378						
	Rozpětí NK	26,0	202,4	27,3	26,0	202,4	27,3			

Zdroj: Vlastní zpracování

Tabulka 5-8: Výsledné součinitele interakce

Součinitel přenosu vodorovné reakce R_x		
Délka NK mostu L [m]	$K_x = 400$	
	ξ_T	ξ_B
Pole č.1 - $L=26$ m	0,246	1,851
Pole č.2,3 - $L=2 \times 101,4$ m	0,001	0,757
Pole č.3 - $L=27,3$ m	0,223	1,872

Zdroj: Vlastní zpracování

6 ZÁVĚR

Statický model konstrukce, vyvinutý pro tento projekt, poskytuje najednou výsledky od kombinace jednotlivých zatěžovacích stavů (teplota a svislé i vodorovné účinky pohyblivého zatížení). Není nutné vytváření jednotlivých modelů pro každý zatěžovací stav zvlášť a následně jednotlivé výsledky superponovat.

Na porovnání výsledných hodnot napětí v kolejnici v podporových oblastech byl zdokumentován pozitivní vliv aplikace svislých tuhostí kolejového lože do statického modelu.

Uvážení stabilizace kolejového lože lepením pryskyřicí v úseku za opěrou OP2 nemá podstatný vliv na výsledná napětí v kolejnicových pásech v rozhodujících místech.

Provedený výpočet kombinované odezvy konstrukce a bezстыkové koleje prokázal, že při použití průřezu kolejnice UIC60/E1 **bude možné na nově navrhované mostní konstrukci zřídit bezстыkovou kolej.**

V Praze dne 5.10.2017

Ing. Jan Bartaloš
SUDOP PRAHA a.s.

7 PODKLADY

7.1 Použité normy

- [1.1] ČSN EN 1990 ed.2 Eurokód : Zásady navrhování konstrukcí vč. změny Z4, 05/2015, ÚNMZ
- [1.2] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou 05/2005, ČNI
- [1.3] ČSN EN 1991-2 ed.2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou vč. změny Z4, 11/2015, ÚNMZ
- [1.4] ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty, 01/2008, ČNI
- [1.5] ČSN EN 1996-1-1+A1 Eurokód 6 : Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce, 11/2013, ÚNMZ
- [1.6] ČSN EN 772-1 : Zkušební metody pro zdící prvky – Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku, 10/2011, ÚNMZ

7.2 Použité předpisy

- [2.1] Předpis SŽDC S3: *Železniční svršek*, SŽDC, 2008
- [2.2] Předpis SŽDC S3/2: *Bezстыková kolej*, SŽDC, 2013
- [2.3] Předpis SŽDC S4: *Železniční spodek*, SŽDC, 2008
- [2.4] Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, SŽDC, 2015
- [2.5] DS 899/59 *Besondere Bestimmungen für Eisenbahnbrücken in Neubaustrecken*, DB, 1985

7.3 Použitá literatura

- [3.1] Metodika řešení kombinované odezvy konstrukce a koleje, SUDOP PRAHA a.s./ČVUT v Praze – Fakulta stavební, 12/2015
- [3.2] Metodický postup č. 011.3 *Bezстыková kolej na mostě*, SUDOP PRAHA a.s., 03/ 2012
- [3.3] *Geotechnický a stavebně technický průzkum*, SUDOP PRAHA a.s., 2016

7.4 Použitý software

- [4.1] MIDAS Civil 2016 v1.1; statický model BK a nosné konstrukce
- [4.2] SCIA ENGINEER 2008.1; prutový model pilíře, ověření lokálního napětí v kolejnici
- [4.3] GEO5 2016 CS – Patky; deformace základu pilíře
- [4.4] Bentley Microstation Select Series 3; grafické výkresy
- [4.5] MS Office 2010 – Excel, Word; tabulkové a textové zpracování výsledků