

**České vysoké učení technické v Praze**

**Fakulta stavební**

**Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí**

## Bakalářská práce

Prohlídka a přechodnost železničního mostu „Pod kolem“

The inspection and load capacity assessment of the railway bridge „Pod kolem“

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

Katedra: Ocelových a dřevěných konstrukcí

Květen 2017

Štěpán Legner



## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Legner Jméno: Štěpán Osobní číslo: 423792

Zadávací katedra: K134

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Prohlídka a přechodnost železničního mostu "Pod kolem"

Název bakalářské práce anglicky: The inspection and load capacity assesment of the railway bridge "Pod kolem"

Pokyny pro vypracování:

Prohlídka železničního mostu na TU0721, km 10,090, studium archivní dokumentace a ověření základních rozměrů, vytvoření výpočetního modelu a stanovení zatížitelnosti a přechodnosti pro traťovou třídu, prokázat C2/60

Seznam doporučené literatury:

- ČSN EN 1991-2, ČSN EN 1993-2
- Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, SŽDC, 2015

Jméno vedoucího bakalářské práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 22.2.2017

Termín odevzdání bakalářské práce: 28.5.2017

Podpis vedoucího katedry

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

22.2.2017

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)



***Čestné prohlášení:***

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

*Štěpán Legner*

.....

*V Praze dne 25.5.2017*



### **Poděkování:**

V prvé řadě chci poděkovat doc. Ing. Pavlu Ryjáčkovi, Ph.D. za jeho vedení a odborné rady které mi výrazným způsobem ulehčily vypracování této práce. Speciálně musím poděkovat své přítelkyni za trpělivost a podporu při psaní a pomoc při gramatické kontrole. Poslední poděkování patří mé rodině, která zamnou stojí, podporuje mě a umožňuje mi studium na této škole.



**Obsah:**

1	Úvod .....	8
2	Zpráva o prohlídce mostu .....	9
2.1	Identifikační údaje mostu .....	9
2.2	Celkový popis objektu .....	10
2.2.1	Základní údaje o mostu: .....	10
2.2.2	Údaje o parametrech trati a železničního svršku: .....	10
2.2.3	Popis vybavení mostu: .....	11
2.2.4	Přechody do trati .....	12
2.2.5	Jiná a cizí zařízení a okolí objektu: .....	12
2.2.6	Přístup k objektu .....	12
2.2.7	Popis nosné konstrukce: .....	12
2.2.8	Popis spodní stavby: .....	14
2.3	Popis poruch a závad .....	16
2.3.1	Železniční svršek .....	16
2.3.2	Mostní vybavení .....	16
2.3.3	Hlavní nosná konstrukce .....	17
2.3.4	Spodní stavba .....	18
2.3.5	Prostorové uspořádání na mostě a pod objektem .....	19
2.4	Návrh hodnocení stavebního stavu .....	20
2.4.1	Návrh hodnocení stavebního stavu jednotlivých částí .....	20
2.4.2	Návrh hodnocení stavebního stavu celkového celého objektu .....	20
3	Výpočet zatížitelnosti .....	21
3.1	Výpočetní model: .....	21
3.1.1	Materiály .....	22
3.1.2	Hlavní nosníky .....	22
3.1.3	Uložení hlavních nosníků .....	23
3.1.4	Příčné ztužení .....	23
3.1.5	Podélné ztužení .....	24
3.1.6	Mostnice .....	24
3.1.7	Kolejnice .....	25
3.2	Zatížení: .....	25
3.2.1	Svislé zatížení – stálé: .....	25



---

3.2.2	Svislé zatížení – proměnné: .....	26
3.2.3	Vodorovná zatížení: .....	27
3.3	Zatížení výpočetního modelu .....	29
3.4	Kombinace zatížení .....	31
3.4.1	Dílčí součinitel zatížení .....	31
3.4.2	Sestavy zatížení .....	32
3.4.3	Kombinace zatížení .....	32
3.5	Výpočet a posouzení únosnosti a zatížitelnosti .....	33
3.5.1	Hlavní nosník.....	34
3.5.1.1	Kombinace a vnitřní síly .....	34
3.5.1.2	Únosnost hlavního nosníku .....	36
3.5.1.3	Zatížitelnost v ohybu .....	38
3.5.1.4	Zatížitelnost ve smyku.....	39
3.5.2	Příčnick.....	40
3.5.2.1	Kombinace a vnitřní síly .....	40
3.5.2.2	Únosnost příčnicku.....	41
3.5.2.3	Zatížitelnost .....	42
3.5.3	Diagonála.....	44
3.5.3.1	Kombinace.....	44
3.5.3.2	Únosnost diagonály .....	44
3.5.3.3	Zatížitelnost .....	46
3.6	Výsledná zatížitelnost.....	46
4	Určení přechodnosti.....	47
4.1	Zatížení .....	47
4.2	Obecné určení přechodnosti .....	48
4.3	Přechodnost pro C4/60 .....	48
4.4	Přechodnost pro C2/60 .....	49
4.5	Vyhodnocení přechodnosti .....	49
5	Stabilita konstrukce .....	49
5.1	Normové zatížení větrem.....	49
5.2	Zatížení redukovanými účinky větru .....	51
6	Závěr .....	52



### **Anotace:**

Bakalářská práce je věnována popisu technického a konstrukčního řešení hlavní nosné konstrukce ocelového železničního jednokolejového mostu, složené ze dvou prostě uložených ocelových plnostěnných nýtovaných nosníků a z příčného a podélného ztužení, včetně mostního vybavení, zděných kamenných opěr a železničního svršku. Dále pak popisuje vady a poruchy a hodnotí stavební stav objektu. V poslední řadě představuje výpočetní model, zatížený všemi přítomnými zatíženími, posuzuje jeho jednotlivé prvky a určuje jejich zatížitelnost  $Z_{LM71}$  a přechodnost. V závěru práce se uvádí posouzení stability polohy.

### **Annotation:**

Bachelor's thesis describes the technical and constructional solutions main structure of steel single-track railway bridge, consisting of two simply stored riveted steel girders, lateral and longitudinal stiffeners, including the bridge equipment, stone masonry abutments and superstructures. Further description of defects, evaluation of building process of the object, creating a computational model, assessment of individual elements, and the determination of their carrying capacities  $Z_{LM71}$  and transience. Finally, we present assessing the stability of the position.

### **Klíčová slova:**

most, ocelový, nýtovaný, železniční, LM71, zatížitelnost; přechodnost

### **Keywords:**

bridge, steel, riveted, railway, LM71, capacity, transience



---

## 1 ÚVOD

Práce se věnuje detailnímu popisu technického stavu objektu ocelového železničního jednokolejového mostu, ležícího v širé trati na traťovém úseku TÚ 0721 - evd. km 10,090 v obci Loděnice u Berouna. Obsahuje jeho hodnocení z pohledu vad a poruch a následné posouzení únosnosti a určení zatížitelnosti nosných prvků.

Ve druhé kapitole se zabývá technickým a konstrukčním řešením hlavní nosné konstrukce, která se skládá ze dvou prostě uložených ocelových plnostěnných nýtovaných nosníků, příčného ztužení a vodorovného zavětrování a mostního vybavením, železobetonových opěr a železničního svršku.

Další část této kapitoly je věnována popisu vad a poruch jednotlivých částí mostního objektu doplněné o fotodokumentaci. Následuje hodnocení současného stavebního stavu na základě provedené prohlídky.

Výpočet zatížitelnosti je pak popsán v kapitole tři. V této kapitole je nejprve popsán výpočetní model a jeho prvky, ze kterých se most skládá. Model byl vytvořen v programu Dlubal RFEM 5.08.

Po seznámení s modelem je v kapitole rozebráno zatížení, které na most působí a na jehož účinky budeme daný objekt posuzovat.

V závěru kapitoly určíme zatížitelnost hlavních nosníků, příčníků a diagonál. Posouzeny budou vždy jen nejvíce namáhané prvky, které by mohli rozhodovat o zatížitelnosti.

Čtvrtou a předposlední kapitolou je určení přechodnosti tohoto objektu. Současný most by měl vyhovět traťové třídě zatížení C4 při navrhované rychlosti 60 km/h. V zadání této práce je však i požadavek na určení nižší traťové třídy C2, také při rychlosti 60 km/h. Přechodnost bude ověřena podle předpisu pro přepočtení mostních objektů, který vydala Správa železniční dopravní cesty.

V páté kapitole pak ověříme, zda most vyhoví z hlediska stability polohy mostu. Toto ověření je nutné z důvodu, že samotná mostní konstrukce je lehká a štíhlá a účinky větru by ji mohly převrátit.

Cílem předkládané práce je především zjištění skutečného stavebního stavu objektu a jeho hodnocení. Vypracování odpovídajícího výpočetního modelu, který nejlépe vystihuje skutečné chování konstrukce a následné určení zatížitelnosti a přechodnosti mostní konstrukce.





## 2 ZPRÁVA O PROHLÍDCE MOSTU

### 2.1 Identifikační údaje mostu

<b>Trat'ový úsek:</b>	0721 Beroun – Závodí (mimo) – Rudná u Prahy (mimo)
<b>Definiční úsek:</b>	08 Loděnice – Nučnice – odb. KND
<b>evd. km:</b>	10,090
<b>traťová třída zatížení:</b>	C4 – 60
<b>Situování objektu:</b>	širá trať
<b>Vžitý název:</b>	Pod kolem
<b>Délka mostu:</b>	10,5 m
<b>Počet otvorů:</b>	1
<b>Počet kolejí:</b>	1
<b>Elektrizace:</b>	není
<b>Rychlost na mostě/ traťová rychlost:</b>	60/60 km/h
<b>Objekt:</b>	železniční most
<b>Rok prohlídky:</b>	2017



Obr. 2.1: Pohled na most zprava



## 2.2 Celkový popis objektu

### 2.2.1 Základní údaje o mostu:

Most se nachází na jednokolejné, neelektrifikované trati Beroun – Rudná u Prahy u obce Loděnice. Trať je v násypu a překonává nezpevněnou polní cestu, která zajišťuje přístup k pozemkům (loukám) vlevo od trati. Vpravo se nachází chatová oblast, která je součástí obce Loděnice a pole svažující se směrem k trati. Most byl v roce 1973 rekonstruován a původní ocelová konstrukce, z dvojčítých nosníků, byla nahrazena současnou ocelovou konstrukcí z nosníků plnostěnných. Původní opěry byly vybourány a nahrazeny zcela novou železobetonovou konstrukcí. Křídla byla zainjektována a také se přidala nabetonávka tl. 400 mm. V rámci běžné údržby objektu byla zřejmě realizována nová protikorozní ochrana úhelníkového zábradlí.

Pod mostem, v ose komunikace, je zároveň veden trubní propustek ze železobetonových prefabrikovaných trub.

Směrové uspořádání:	v přímé
Výška kolejí:	není známa
Úhel křížení:	90,00°
Šikmost:	kolmý
Délka mostu:	10,500 m
Šířka mostu:	5,650 m
Výška objektu:	4,400 m
Typ nosné konstrukce:	plnostěnné ocelové nosníky
Spodní stavba:	železobetonové opěry s kolmými křídly

### 2.2.2 Údaje o parametrech trati a železničního svršku:

#### Kolej č.: 1

Na mostě je realizována bezстыková kolej, jejíž osa je shodná s osou mostu a je vedena v přímé. Přibližně 100 m za mostem se pravotočivý směrový oblouk. Trať stoupá ve sklonu 25 ‰. Železniční svršek tvoří kolejnice S 49, s nepřímým upevněním z žebrových podkladnic s tuhými svěrkami ŽS 4. Toto upevnění se nachází přibližně 4 m před mostem, na mostě a 16 m za mostem. Před mostem jsou kolejnice upevněny na rozponovou podkladnici. Mezi podkladnicí a kolejnici se vždy nachází pryžová, tlumící podložka. Před a za objektem jsou provedeny svařované, vstříčné, kolejnicové styky. Kolejnicové podpory jsou mostnice a pozednice z tvrdého dřeva. Mostnice jsou plošně uloženy a svislým šroubem upevněné na hlavní nosníky. Pozednice jsou uloženy plnoplošně. Před a za mostem je šterkové kolejové lože s betonovými pražci.

Mostnice:

Způsob uložení a upevnění:	uloženy plošně se svislým šroubem
Počet kusů:	9



---

Materiál:	dřevěné
Rozměry:	230/260/2500 mm
Světlost mezi mostnicemi:	280 - 320 mm
- mostnice nejsou opáskovány a na hlavách jsou opatřeny prolisovaným plechem	
Pozednice:	
Typ:	mostnice
Uložení:	plnoplošně
Materiál:	dřevěné
Rozměr:	260/260/2500 mm
Opěra O 01:	
Osová vzdálenost pražec – pozednice:	630 mm
Osová vzdálenost pozednice – mostnice:	430 mm
Opěra O 02:	
Osová vzdálenost mostnice – pozednice:	515 mm
Osová vzdálenost pozednice – pražec:	630 mm

### 2.2.3 Popis vybavení mostu:

#### Podlahy:

Na chodnících, na hlavách mostnic a v koleji použity rýhované plechy tloušťky 6 mm. Ke konstrukci jsou připevněny pomocí šroubů.

#### Chodníky:

Chodníky se nacházejí na obou stranách mostu. Hlavní nosnou konstrukci chodníků tvoří dvojice válcovaných profilů IPN a UPN, viz příloha č. 1 – Příčný řez. Tyto profily jsou zabetonovány do parapetních říms, a podlahové plechy jsou přišroubovány přímo k těmto profilům. Nosné profily jsou příčně spojeny úhelníky L70×8 délky 1090 mm.

#### Zábradlí:

Ocelovím svařovaným zábradlím jsou opatřeny oba postranní chodníky. To je tvořeno svislými sloupky z profilů L 70×6 a délky 1260 mm, které jsou přivařeny k nosné konstrukci chodníků. Dále je zábradlí tvořeno třemi vodorovnými příčlemi, rovněž tvaru L70×6. Vzdálenost příčlí je přibližně 500 mm a celková výška zábradlí nad podlahou je 1100 mm. Délka zábradlí na nosné konstrukce je 6,0 m a mimo nosnou konstrukci je délka 1,24 m. V půdoryse zábradlí na mostě sleduje tvar koleje, za mostem se vždy mírně od koleje odvrací.

#### Odvodnění:

Za opěrami je zbudována kamenná rovnanina šířky 800 mm a voda je odvedena ocelovou trubicí skrz opěru na komunikaci pod mostem.



#### 2.2.4 Přechnody do trati

Přechnody do trati nejsou na tomto mostě nijak upraveny.

#### 2.2.5 Jiná a cizí zařízení a okolí objektu:

Vlevo i vpravo, vně zábradlí, vede plechový kabelový žlab. Levý žlab je ve velmi špatném stavu a má rozměry 100×70 mm. Pravý žlab je nový, pozinkovaný a má rozměry 130/100 mm.



Obr. 2.3 Levý kabelový žlab



Obr. 2.2: Pravý kabelový žlab

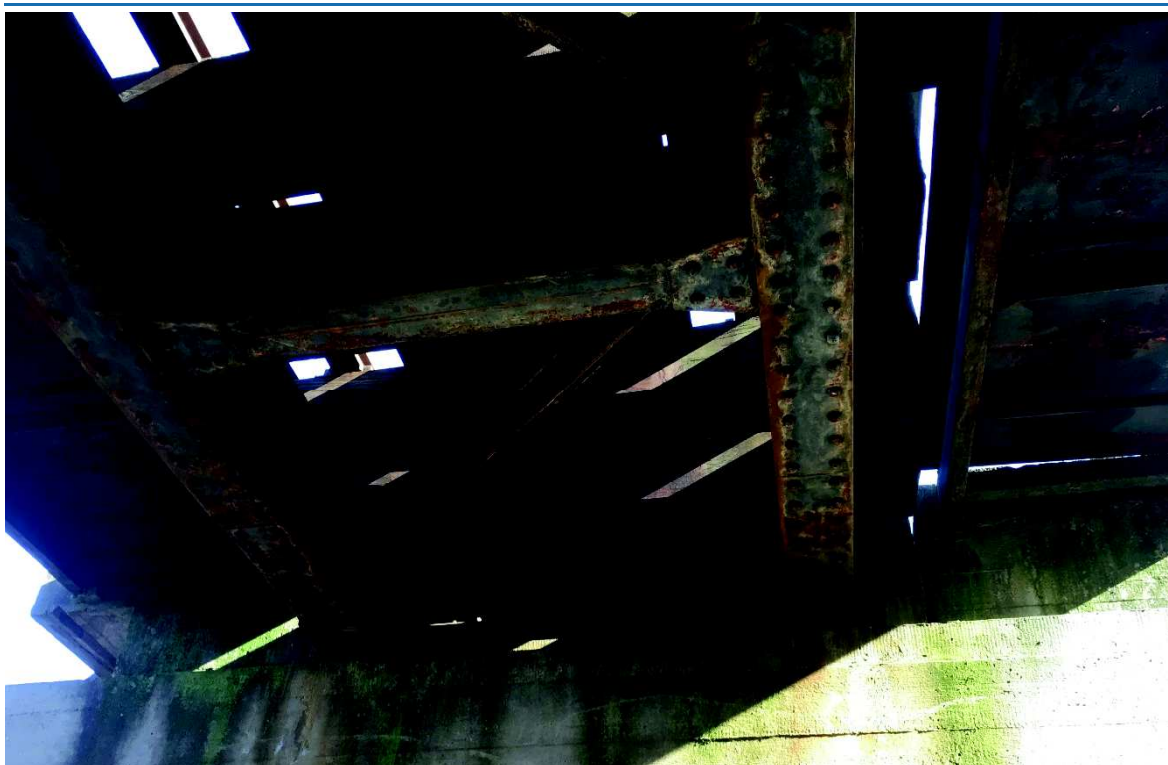
#### 2.2.6 Přístup k objektu

Příjezd autem je možný, po silnici Nučnice – Loděnice, za poslední výrobní halou odbočit na polní cestu, přijet k železničnímu přejezdu, odbočit vpravo a dojet až k objektu.

#### 2.2.7 Popis nosné konstrukce:

Ocelová nosná konstrukce K 01 bez mostovky je tvořena dvěma plnostěnnými nýtovanými nosníky délky 4800 mm, na kterých jsou uloženy mostnice. Příčné ztužení je tvořené plechem, který je lemovaný L-profilu a vytváří tak nosník o průřezu I. Podélné ztužení zajišťují diagonální ztužidla v úrovni horní pásnice hlavních nosníků.

Materiál nosné konstrukce je ocel S235. Při určování materiálu bylo vycházeno z Metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, který byl vydán SŽDC s účinností od 1. září 2015. (tab. A.1)



Obr. 2.4: Pohled na nosnou konstrukci

#### Hlavní nosníky:

Hlavními nosnými prvky konstrukce jsou dva nýtované nosníky profilu I, o délce 4800 mm. Stojina těchto nosníků je vyrobena z plechu 380/12. Pásnice jsou ke stojině připojeny za pomoci nýtů a dvou profilů L100×10 mm. Šířka dolní pásnice je 220 mm a její tloušťka je závislá na počtu vrstev pásnicových plechů tloušťky 10 mm. Uprostřed rozpětí jsou tyto plechy 2, tedy tloušťka 20 mm. Horní pásnice má konstantní tloušťku. Vrchní plech, na kterém jsou uloženy mostnice, má šířku 280 mm, a to z toho důvodu, aby bylo možno upevnit mostnice svislým šroubem. Přesah 60 mm je realizován vždy na vnější straně nosníku. Na koncích nosníků, v místě podepření ložiskem, je spodní pásnice zesílena nadložiskovou deskou tloušťky 20 mm.



Obr. 2.5: Hlavní nosník (pravý, opěra O 02)

Základní dimenze nosné konstrukce:

Délka nosné konstrukce:	4,800 m
Rozpětí:	4,500 m
Stavební výška:	0,830 m
Osová vzdálenost hlavních nosníků:	1,800 m



### Příčné ztužení:

Na stojiny hlavních nosníků je nýty připevněno vodorovné příčné ztužidlo. To je tvořené nýtovaným I-profilem, kde stojina je z plechu výšky 340 mm a tloušťky 10 mm a pásnice tvoří dvojice profilů L70×80 mm. Přípoj ztužidla k hlavním nosníkům zajišťují opět profily L70×80 mm které jsou 340 mm dlouhé. Pásnice ztužidla a hlavního nosníku jsou spojeny příložkami délky 300 mm. Tyto příložky, u horní pásnice, slouží zároveň pro uchycení podélných ztužidel.

Údaje o ztužidlech:

Počet:	4 ks
Délka:	1,620 m
Výška:	0,340 m
Osová vzdálenost:	1,500 m

### Podélné ztužení:

Vodorovné podélné ztužení zajišťují diagonály složené ze dvou profilu L70×10 mm, vložené do roviny horní pásnice příčných ztužidel. Uchyceny jsou pomocí nýtů k příložce spojující horní pásnice příčného ztužidla a hlavního nosníku.

Počet diagonál:	3 ks
-----------------	------

### Ložiska:

Na každé opěře jsou umístěna dvě ocelová ložiska. Na O 01 (berounská opěra) jsou ložiska pevná.



Obr. 2.6: Pevné ložisko na opěře O 01



Obr. 2.7: Posuvné ložisko na opěře O 02

- všechny dimenze a detaily nosné konstrukce jsou rozkresleny v příloze č. 1 – Příčný řez.

### 2.2.8 Popis spodní stavby:

Původní spodní stavba byla při rekonstrukci v roce 1973 zbourána a nahrazena novou železobetonovou konstrukcí, částečně se zachovala pouze křídla, která byla zainjektována a dobetonována do potřebné výšky.



---

Opěra O 01:

Berounská opěra – plošně založená železobetonová opěra, kde základ, dřík a parapetní desky jsou z monolitického železobetonu a úložný práh a závěrná zídka jsou prefabrikáty.

Základ a dřík jsou vybetonovány z betonu C 8/10, dřívě B135 (dle ČSN 73 2001:1970). Základová spára je přibližně 1,8 m pod úroveň komunikace a výška základu je 1500 mm. Za opěrou je provedeno odvodnění z kamenné rovnániny tloušťky 800 mm ze kterého je voda odvedena, ocelovou trubkou o průměru 60 mm, skrz dřík opěry na komunikaci pod mostem.

Parapetní desky jsou z betonu C 12/15, dřívě B170 (dle ČSN 73 2001:1970), a jsou do nich zabetonovány nosné profily chodníků.

Úložný práh a závěrná zídka jsou zhotoveny z betonu pevnostní třídy C 16/20 až C 20/25, dřívě B135 (dle ČSN 73 2001:1970).

Na opěru přiléhají kolmá železobetonová křídla, která byla při rekonstrukci zainjektována a nabetonována o 400 mm aby bylo dosaženo potřebné výšky. Na křídlech není instalována římsa ani zábradlí.

Rozměry:

Šířka opěry:	4,600 m
Výška dříku opěry s úložným prahem:	3,390 m
Výška závěrné zdi:	0,600 m
Délka levého/ pravého křídla:	5,900/4,800 m

Opěra O 02:

Opěra ve směru Rudná u Prahy – totožná s opěrou O 01

Rozměry:

Šířka opěry:	4,600 m
Výška dříku opěry s úložným prahem:	3,515 m
Výška závěrné zdi:	0,600 m
Délka levého/ pravého křídla:	5,900/4,800 m

Trubní propustek

Pod mostem, v ose komunikace, je veden trubní propustek ze železobetonových prefabrikovaných trub DN 800 mm, dl. 5000 mm. Roury jsou uloženy v betonovém loži a mají spád 3,9 %. Do revizní šachty, ve které je kaliště hl. 400 mm, je svedena voda z obou přilehlých příkopů. Propust' ústí přibližně 7 m od konce křídla

Po vizuální kontrole se propustek zdá být v dobrém stavu, roury ani vtoky nejsou zanešené a poškození není zřejmé. Čela propustku jsou lehce porostlá vegetací.



Obr. 2.9 Pohled na opěru O 01



Obr. 2.8: Pohled na opěru O 02

## 2.3 Popis poruch a závad

### 2.3.1 Železniční svršek

Kolejnice nejeví známky opotřebení a nic nebrání jejich dalšímu užívání.

Povrchová koroze upevňovadel a podkladnic nijak nesnižuje účinnost upevnění kolejnic a neohrožuje zajištění geometrické polohy koleje. Na první mostnici, na pravém kolejnicovém pásu, chybí pružná podložka pod jednou upevňovací vrtulí.

Na mostnicích a pozednicích nebyly nalezeny žádné vady, které by jakýmkoliv způsobem zhoršovaly, či měnily, jejich požadované vlastnosti.

### 2.3.2 Mostní vybavení

Veškeré mostní vybavení je značně znečištěno prachovými částicemi a úkapy provozních kapalin. Na většině vybavení je zároveň poškozena PKO.

#### Podlahy:

Podlahové plechy v koleji a na hlavách mostnic jsou z velké části pokryty korozí. PKO je značně oslabena nebo úplně chybí. Vrtule a šrouby, použité pro ukotvení podlah k mostnicím a pozednicím, jsou na pozednici na O 02 povytažené a ohnuté. Šrouby, matice a vrtule, použité pro upevnění podlah, jsou pokryté rží. Na spodní straně jsou podlahy napadeny korozí pouze v místě prostupů šroubů, otvorů a svařovaných spojů. PKO je z velké části zachována.





### Chodníky:

Pochozí strana podlahových plechů na chodnících je ve stejném stavu jako plechy v koleji a na hlavách mostnic. Spodní strana je korozi poškozena výrazně více, a to zejména v místě napojení jednotlivých plechů. Nosná konstrukce chodníků je z pohledové strany opatřena nátěrem, který byl použit pro nátěr zábradlí. Zbylé plochy nosné konstrukce vykazují stejné poškození jako podlahové plechy – PKO značně oslabena, loupe se, místy prostupuje koroze.

### Zábradlí:

Místy chybí PKO, hlavně v místech detailů jako je napojení příčlí na sloupky zábradlí, případně v místě spojení příčlí nebo upevnění kabelových chrániček. Patkové bloky zábradlí, mimo nosnou konstrukci, nejsou dostatečně zasypány a jsou mírně nestabilní.



Obr. 2.10: Korozi oslabení chodníků



Obr. 2.11: Nedostatečně zasypané zábradlí

### 2.3.3 Hlavní nosná konstrukce

Podobně jako u mostního vybavení je i hlavní nosná konstrukce znečištěna nečistotami z dlouhodobého užívání tratě. Konstrukce mostu se při průjezdu vlaku chová klidně a nevykazuje žádné známky poruchovosti.

### Hlavní nosníky:

Nebyly zjištěny žádné poruchy způsobené mechanickým poškozením, pouze oslabení vlivem povětrnostních vlivů a vlivů okolního prostředí. PKO je oslabena stejně jako na ostatních ocelových částech mostu. Nátěr se loupe, v rozích a přípoích výztuh prostupuje rez a hlavy nýtů na nosné konstrukci jsou oslabeny korozi. Horní pásnice je v místě uložení mostnic mírně oslabena.

### Ložiska:

Na O 01 jsou pevná ložiska mírně oslabená korozi a v podlití se vyskytují trhliny. Obr. 2.6

Posuvná ložiska na O 02 jsou taktéž mírně zkorodovaná, ovšem jsou nedostatečně podlita a pravé ložisko je zamačkané. Obr. 2.7



Obr. 2.12: Poškozená PKO nosné konstrukce (přípoj diagonály)



Příčné a podélné výztuhy:

Výztuhy vykazují stejné nedostatky jako hlavní nosníky, tedy především oslabenou PKO.

*2.3.4 Spodní stavba*

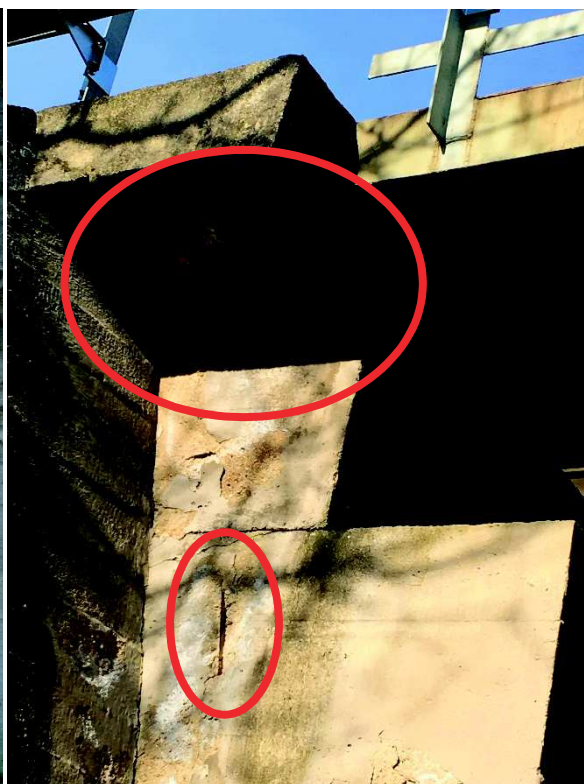
Celkově je beton spodní stavby mírně zvětralý a místy porostlí vegetací, především pak na křídlech. Spodní stavba nemá žádné výrazné poškození, které by bezprostředně ohrožovalo stabilitu a funkčnost mostní konstrukce.

Opěra O 01:

Závěrná zídka je povrchově zvětralá a lokálně je obnažena výztuž. Na úložném prahu nebyly zjištěny žádné poruchy. Dříkem opěry prosakuje voda a jsou vidět silné výluhy pojiva. Na povrchu jsou vidět výrazné trhliny, ve vodorovném směru, tloušťky až 1 mm, které probíhají celou šířkou opěry. Pod úložným prahem je trhlina délky 2 m. Římsy jsou zvětralé a na spodní části mají obnaženou výztuž.



*Obr. 2.13: Průsak voda a výluh pojiva na opěře O 01*



*Obr. 2.14: Obnažená výztuž říms*



Na levém křídle je mnoho drobných trhlinek, tloušťka do 0,2mm, a několik výrazných trhlin. První z nich je v místě napojení nabetonávky na původní opěru, která se táhne po celé délce křídla. Její tloušťka nepřesahuje 0,6 mm. Druhá trhlina se nachází přibližně v polovině délky křídla. Délka trhliny je 1,6 m a směr jejího šíření je kolmo na horní hranu křídla. Šířka trhliny na hraně křídla je až 2,5 mm. V trhlíně začíná růst drobná vegetace. Zdivo je lokálně vypadané až do hloubky 30 mm. Na konci opěry je kus zdiva odštíplý. Poškození vzniklo pravděpodobně při průjezdu zemědělské techniky.



Obr. 2.15: Trhlina na levém křídle O 01

Pravé křídlo není popraskané v takovém rozsahu jako křídlo levé ale zhruba ve stejném místě, uprostřed délky křídla, se nachází stejná trhlina jako na levém křídle. Tloušťka i směr šíření trhliny jsou stejné, avšak délka je jen 0,2 m. Výskyt drobných trhlin do tloušťky 0,2 mm je výrazně menší než na levém křídle.

#### Opěra O 02:

U závěrné zídky jsou stejné nedostatky jako u O 01, tedy zvětralý beton a obnažená výztuž. Úložný práh je také v dobrém stavu bez zjevných poruch. Trhliny na opěře jsou ve vodorovném směru přes celou šířku opěry a jejich tloušťka je v rozmezí od 0,6 mm do 0,8 mm. Průsaky vody a výluhy pojiva zde nejsou tak výrazné. Na římsách, na spodní straně, chybí krycí vrstva betonu, a tudíž je vidět obnažená výztuž.

Na levém křídle je mnoho drobných trhlin, tloušťka do 0,2 mm, a mezi starým křídlem a novou nabetonávkou je taktéž trhlina tloušťky až 1,5 mm. Povrch křídla je místy porostlý mechem a jinou vegetací.

Na povrchu pravého křídla jsou opět vidět drobné trhlinky a vegetace v podobě mechu. Po vizuální kontrole křídla nebyly zjištěny žádné další nedostatky.

### 2.3.5 Prostorové uspořádání na mostě a pod objektem

#### Prostorové uspořádání na objektu:

Vzdálenost zábradlí od osy koleje:

	Vlevo:	Vpravo:
Začátek mostu:	2,500 m	2,510 m
Uprostřed:	2,495 m	2,500 m
Konec mostu:	2,490 m	2,500 m

Naměřené hodnoty značí, že na mostě není zachován volný mostní průřez VMP 2,5 m. Nevyhovující hodnoty se však nachází těsně pod hranicí 2,500 m a je tedy možné že hodnoty jsou zatížené chybou v měření.



---

Prostorové uspořádání pod mostem:

Pod mostem je nezpevněná polní cesta s hlinitým povrchem. Před mostem, směrem od chatové oblasti, jsou na cestě položeny betonové panely.

Kolmá světlost: 3,900 m

Volná výška nad komunikací: 3,700 m

## **2.4 Návrh hodnocení stavebního stavu**

### *2.4.1 Návrh hodnocení stavebního stavu jednotlivých částí*

Hodnocení nosných konstrukcí:

Konstrukce K 01: hodnocení stupněm 2

Důvod hodnocení: Na opěře O 02 je zatlačené ložisko a koroze nosné konstrukce.

Stav nosné konstrukce odpovídá stáří a poloze mostního objektu. Na konstrukci nebyly nalezeny žádné zásadní vady nebo nedostatky kvůli kterým by bylo nutno konstrukci zařadit do stupně hodnocení 3. Na objektu je potřeba provést údržba přesahující rámec běžné údržby, zejména pak podlití ložisek a provedení nové PKO.

Hodnocení spodní stavby:

Opěra O 01: hodnocení stupněm 2

Důvod hodnocení: Výskyt trhlin, průsaky vody a výluhy pojiva. Na křídlech se nacházejí výrazné trhliny.

Opěra O 02: hodnocení stupněm 2

Důvod hodnocení: Výskyt trhlin, průsaky vody a výluhy pojiva. Na křídlech se nacházejí výrazné trhliny.

Spodní stavba vykazuje poruchy typické pro betonové konstrukce budované druhé polovině 20. století jako je nedostatečná krycí vrstva výztuže a její následné obnažení, zvětralý povrch betonových prvků nebo výluhy pojiva. Ovšem i přes tyto poruchy je konstrukce schopna nadále bezpečně plnit své funkce. Je však vhodné sledovat vývoj zmíněných poruch a věnovat zvýšenou pozornost zejména svislým trhlinám na křídlech.

### *2.4.2 Návrh hodnocení stavebního stavu celkového celého objektu*

**Nosná konstrukce:** **K2**  
(na základě hodnocení K 01)

**Spodní stavba:** **S2**  
(na základě hodnocení O 01 a O 02)

Celkově je objekt ve stavu, kdy je možno ho nadále využívat, a to i v současném stavu. Včasná rekonstrukce však bude mít významný vliv na celkovou dobu životnosti konstrukce, která je v současnosti zhruba v polovině svého návrhového období.



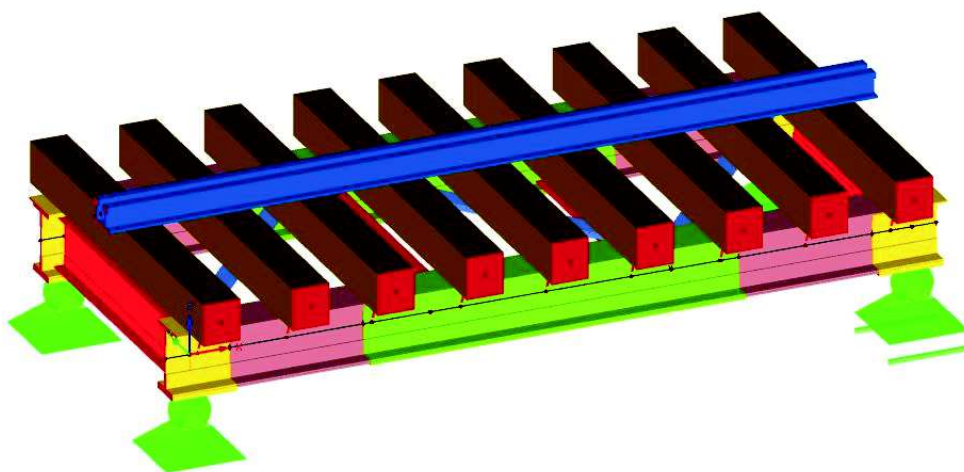
## 3 VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI

### 3.1 Výpočetní model:

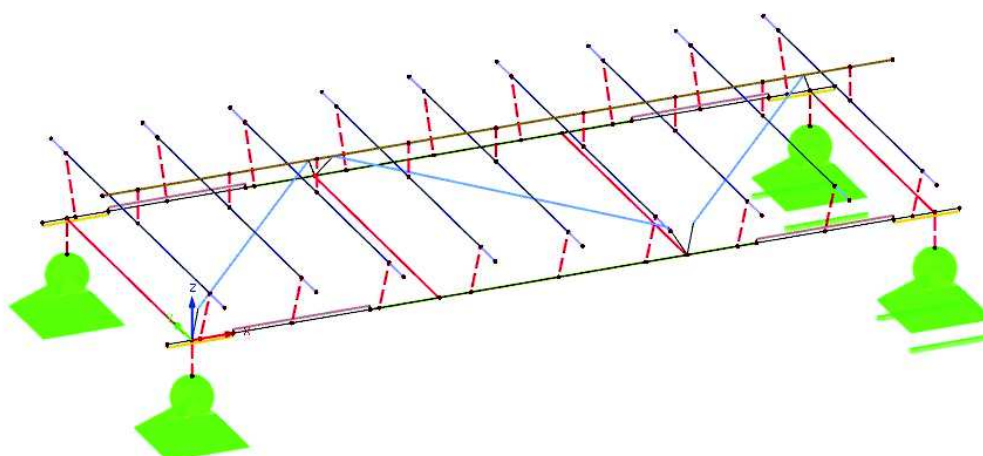
Model pro výpočet vnitřních sil na konstrukci byl vytvořen v programu Dlubal RFEM 5.08. Pro výpočet byl zvolen prutový model, který se skládá z kloubově připojených prvků, které tvoří hlavní nosníky, příčná ztužidla, diagonály, mostnice a kolejnice. Výpočetní model také zahrnuje tuhá ramena, která reprezentují excentricitu připojení mostnic k hlavním nosníkům a připojení modelu kolejnic k mostnicím.

Na obrázcích jsou uvedeny základní rozměry jednotlivých prvků, průřezy jsou barevně a číselně odlišeny.

Model je vytvořen podle archivní výkresové dokumentace z roku 1973.



Obr. 3.1: Výpočetní model - rendrovaný



Obr. 3.2: Výpočetní model - střednicový



### 3.1.1 Materiály

#### Nosná konstrukce:

Materiál nosné konstrukce je ocel S235. V původní dokumentaci není uveden materiál, ze kterého je nosná konstrukce vyrobena, a proto byl určen na základě období výstavby mostu. Ocelová konstrukce pochází z roku 1973 a v tomto období byla používána převážně ocel 37 která podle dnešní normy (ČSN 73 6205) odpovídá oceli S235.

Materiálové vlastnosti:

Mez kluzu $f_y$ :	235 MPa
Mez pevnosti $f_u$ :	360 MPa
Objemová tíha $\gamma$ :	78,5 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{M0}$ :	1,00
$\gamma_{M1}$ :	1,10
$\gamma_{M2}$ :	1,25

Při určování materiálu bylo vycházeno z Metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, který byl vydán SŽDC s účinností od 1. září 2015. (tab. A.1)

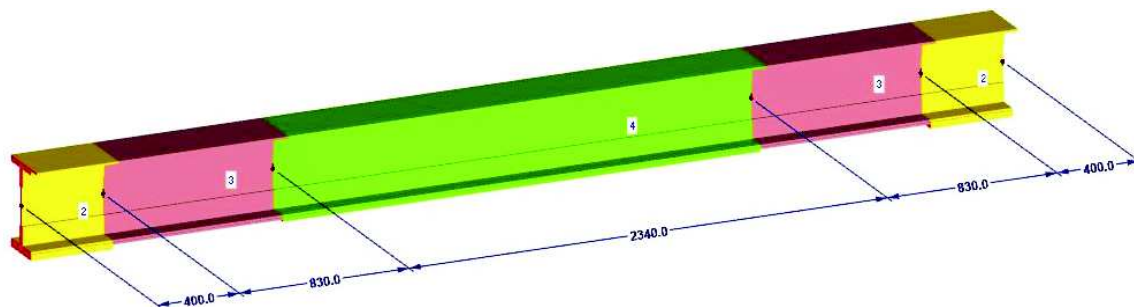
#### Mostnice:

Při prohlídce mostu nebylo na mostnicích a pozednicích nalezeno žádné označení, podle kterého by bylo možno určit materiál, ze kterého jsou mostnice vyrobeny. Ve výpočetním modelu bylo, jako materiál, použito dřevo třídy D70 s objemovou hmotností  $\gamma=10,59$  kN/m<sup>3</sup>.

### 3.1.2 Hlavní nosníky

Model hlavních nosníků sestává ze tří různých průřezů. Ty odpovídají charakteru namáhání v jednotlivých částech mostu. Tloušťka horní pásnice hlavních nosníků je po celé délce mostu konstantní, odstupňovaná je pouze pásnice dolní. Ta je uprostřed rozpětí zesílena plechem tloušťky 10 mm a v místě uložení plechem tloušťky 20 mm. V mezilehlé části má spodní pásnice tloušťku 10 mm.

Aby bylo možné zadat různé průřezy, musel být prut, představující hlavní nosník, rozdělen na pět dílčích prutů, kterým byl následně přiřazen odpovídající průřez. Těžiště jednotlivých průřezů ve skutečnosti neleží na jedné ose, proto byly pomocí možnosti „zarovnat průřezy“ zarovnané tak, aby lícovala horní hrana pásnice. Tím byla průřezům přidělena excentricita ve svislém směru. Následně byly dopočítány rozdíly mezi střednicemi jednotlivých průřezů ve vodorovném směru a pomocí excentricit byly průřezy zarovnané ve směru vodorovném.



Obr. 3.3: Hlavní nosník



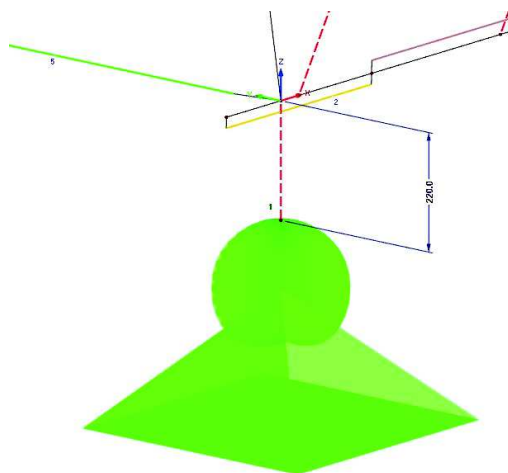
Rozpětí, vzdálenost podpor, je 4500 mm. Hlavní nosníky přesahují podpory na každé straně o 150 mm a jejich celková délka je tak 4800 mm.

### 3.1.3 Uložení hlavních nosníků

Ve skutečnosti jsou nosníky uloženy na ocelových ložiskách. Ty jsou dvojího typu, na opěře O 01 jsou osazena pevná ložiska, která byla modelována jako kloubové podpory tuhé ve svislém směru a ve směru osy X a Y pružně s tuhostí  $X=0,1 \text{ MN/mm}$  a  $Y=0,05 \text{ MN/mm}$ . Opěra O 02 je vybavena ložisky posuvnými umožňující posun ve směru X. Kloubové podpory reprezentující v modelu tyto ložiska mají uvolněný posun ve směru osy X a ve směru Y jim byla přidělena tuhost, podobně jako na opěře O 01, a to  $Y=0,05 \text{ MN/mm}$ .

Tuhosti ve směrech, ve kterých ložiska neumožňují posun, byly zavedeny z důvodu vůle v konstrukci ložisek. Tato vůle je přibližně 2,5 mm v každém, vodorovném směru. Iteračním způsobem tedy bylo zkoumáno, při jaké tuhosti v podporách dojde k posunu, který odpovídá vůli v ložiscích, tedy 2,5 mm.

Ložiska jsou od střednice hlavního nosníku odsazeny pomocí tuhých ramen délky 220 mm. Tyto ramena sem byla vložena, aby bylo modelováno skutečné uložení nosníků. Styk ložiska a hlavního nosníku je na dolní pásnici, nikoliv v místě střednice.

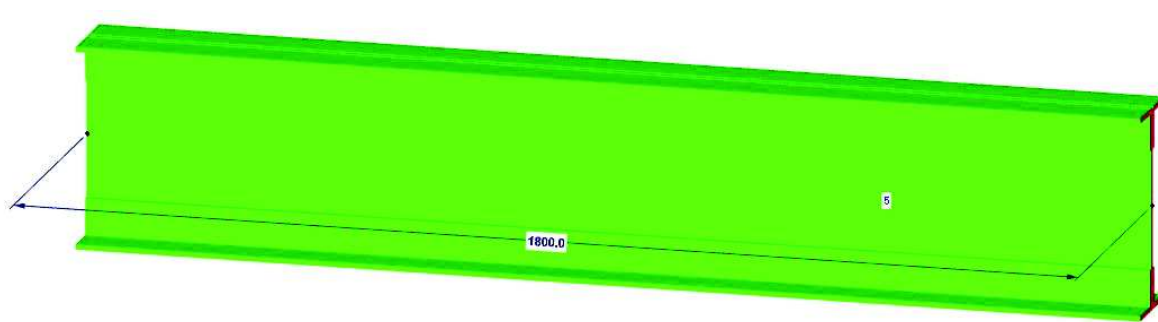


Obr. 3.4: Uložení hlavního nosníku

### 3.1.4 Příčné ztužení

Na mostě jsou celkem čtyři příčná ztužidla, která jsou od sebe vzdálena 1500 mm. Při modelování bylo postupováno obdobně jako u hlavního nosníku. Prut byl připojen na linii hlavního nosníku a pomocí funkce „zarovnat průřezy“ odsazen tak aby horní pásnice příčníku a hlavního nosníku byly ve stejné rovině. Toto ale neodpovídá skutečnému stavu, kde je příčník připojen pod horní pásnicí hlavního nosníku, a proto byla prutu udělena excentricita 40 mm ve svislém směru. Délka 40 mm odpovídá tloušťce horní pásnice a tloušťce styčnickového plechu, viz příloha č. 1 – Příčný řez.

Na obou koncích prutu je vždy namodelován kloub, umožňující pootočení ve směru osy Z. Všechny ostatní deformace jsou zakázány.

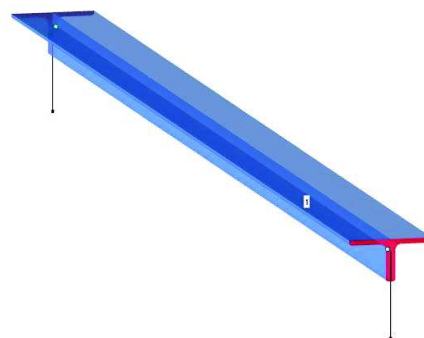


Obr. 3.5: Příčník

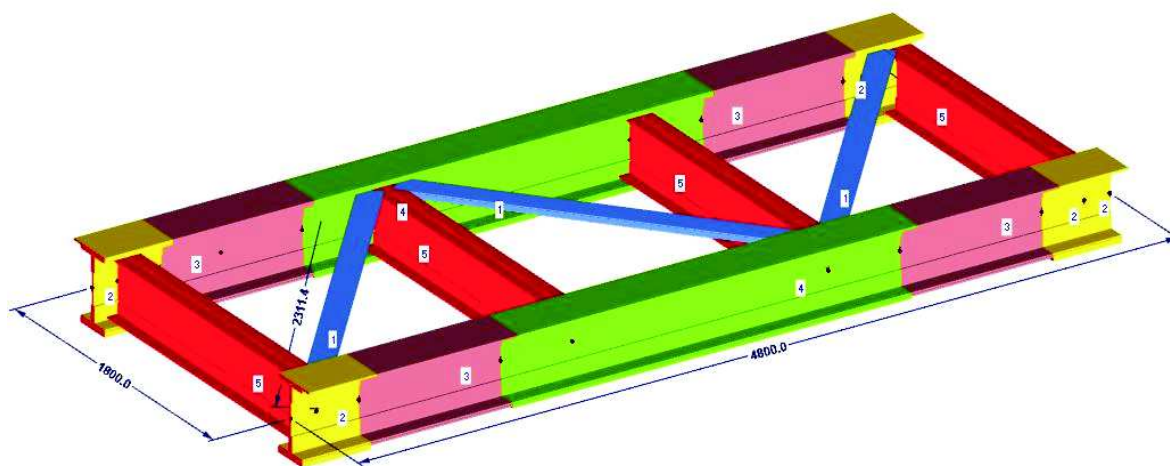
### 3.1.5 Podélné ztužení

Podélné ztužení je na mostě zajištěno třemi diagonálami umístěnými mezi příčníky. Příčníky a diagonály jsou připojené stejným styčnickovým plechem, a proto byl při modelování použit stejný způsob jako při modelování příčníků. Tedy zarovnání do roviny s hlavním nosníkem a následné posunutí o 40 mm. Na koncích prutu jsou umístěny klouby umožňující natočení v lokálním souřadném systému okolo osy Y a osy Z.

Na Obr. 3.6 je vidět diagonála a způsob jejího připojení. Černé svislice představují „tuhé pruty“ které ovšem byly vygenerovány automaticky použitím funkce pro zarovnání. Bílá tečka představuje polohu kloubu, tak jak ji bere software, tedy v místě skutečné těžišťové osy diagonály.



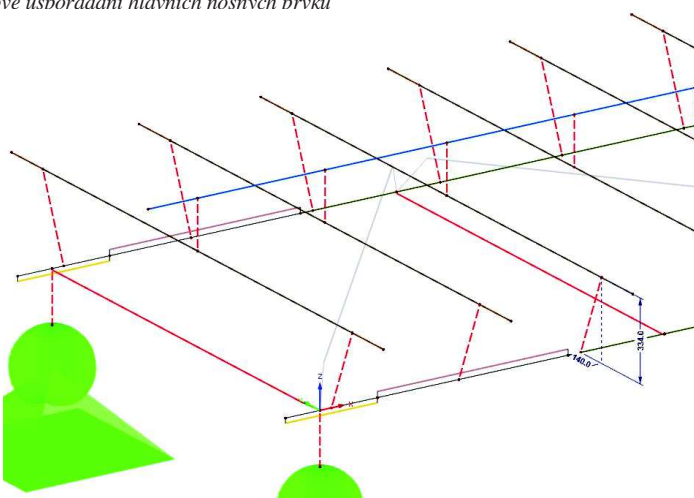
Obr. 3.6: Příčné ztužidlo



Obr. 3.7: Celkové uspořádání hlavních nosných vrvků

### 3.1.6 Mostnice

Na nosné konstrukci plošně uloženo celkem 9 mostnic o rozměrech 230×260×2500 mm. Pro co nejpřesnější namodelování uložení bylo potřeba nejprve vytvořit tuhé pruty, vycházející z hlavního nosníku a končící v bodě, kde mostnicový šroub protíná těžišťovou osu mostnice. Ta je umístěna 130 mm, polovina výšky mostnice, nad horní pásnici hlavního nosníku. V tomto místě, na konci tuhého prutu, je kloub umožňující mostnici natočení ve směru globální osy Z a Y.



Obr. 3.8: Uložení mostnice na hlavní nosník





### 3.1.7 Kolejnice

Pro namodelování kolejnic byl využit prut, který se skládá ze dvou kolejnic vedle sebe a je umístěn v ose mostu. Zatížení, která se normálně roznáší na dvě kolejnice je zde soustředěno na jeden prut. Excentricity zatížení jsou však zachovány. Linie představující těžišťovou osu kolejnic je umístěna nad osou mostnice tak, aby „pata kolejnice“ ležela na vrchní straně mostnice. To znamená 205 mm nad osou mostnice.

Propojení s mostnicí zajišťuje vždy tuhý prut, který je vetknutý do mostnice a v místě přípoje kolejnice se nachází kloub, který umožňuje natočení kolem osy Z. Dále je pak počítáno s tuhostí upevnění ve směru osy X. Kolejnice se tak může v upevnění mírně posouvat.

## 3.2 Zatížení:

### 3.2.1 Svislé zatížení – stálé:

#### Vlastní tíha nosné konstrukce:

Zatížení modelu vlastní tíhou je automaticky generováno výpočetním softwarem. Pro výpočet jsou použity vlastnosti materiálů přednastavené ve výpočetním programu, které odpovídají výše uvedeným hodnotám. V modelu nejsou zahrnuty prvky jako styčnickové plechy nebo úhelníky použité pro přípoj příčníků. Jejich hmotnostní příspěvek je však malý a lze jej zanedbat.

#### Podlahy a chodníky:

Podlahový plech není ve výpočetním modelu zahrnut. Zatížení od tohoto prvku je tedy modelováno jako liniové zatížení působící v ose koleje. Zatížení však působí přímo na mostnice, nikoliv na model kolejnice, jak je tomu u zatížení dopravou. V modelu bylo liniové zatížení vynásobeno zatěžovací šířkou jednotlivých mostnic a zadáno jako jednotlivé síly.

Chodníky jsou řešeny jako samostatná konstrukce uložená na římsách. Chodníky nemají vliv na chování hlavní nosné konstrukce.

#### Zatížení podlahou:

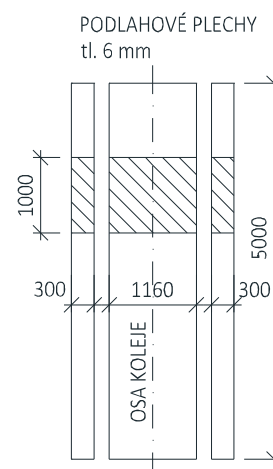
$$(0,3 + 1,16 + 0,3) \cdot 0,006 \cdot 78,5 = 0,829 \text{ kN/m}$$

#### Mostnice:

Mostnice jsou součástí modelu, a proto bude jejich vlastní tíha dopočítána výpočetním softwarem.

#### Kolejnice

Kolejnice S49 jsou taktéž součástí modelu a zatížení bude tedy opět automaticky dopočítáno.



Obr. 3.9: Schéma podlahových plechů



### 3.2.2 Svislé zatížení – proměnné:

#### Excentricita svislých, proměnných zatížení:

Veškeré účinky svislých, proměnných zatížení působí s excentricitou  $e$ . Ta je součtem excentricity vzniklé v důsledku nerovnoměrného rozprostření nákladu ve voze, rozdělení sil na jednotlivá kola je v poměru 1:1,25, a rezervy 125 mm. V budoucnu je možná změna polohy koleje na mostě. Proto je přidána tato rezerva, umožňující posunutí koleje.

Excentricita se neuvažuje při stabilitním posouzení celého mostu proti převržení od účinků větru a nezatíženého vlaku.

$q_{v,1}, q_{v,2}, Q_{v,1}, Q_{v,2}$  = rovnoměrné zatížení a osamělé síly

$q_{v,1} + q_{v,2}; Q_{v,1} + Q_{v,2}$  = zatížení LM71

$$\frac{q_{v,2}}{q_{v,1}}, \frac{Q_{v,2}}{Q_{v,1}} \leq 1,25$$

$$e' \leq \frac{r}{18}$$

$r$  = příčná vzdálenost mezi kolejovými zatíženími

$$r = 1500 \text{ mm}$$

$$e' = \frac{1500}{18} = 83 \text{ mm}$$

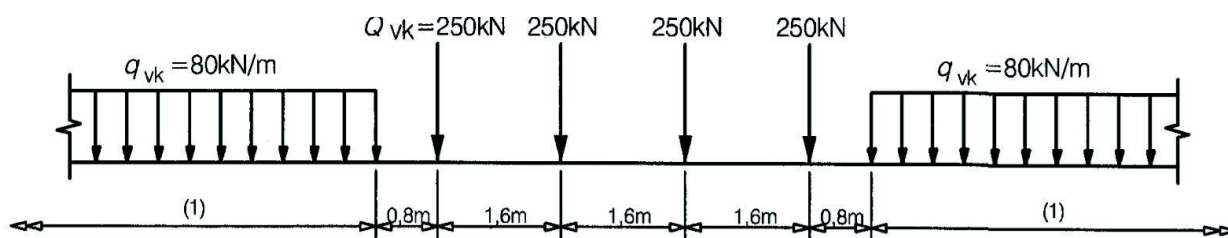
Celková excentricita:

$$e = e' + 125 \text{ mm} = 208 \text{ mm}$$

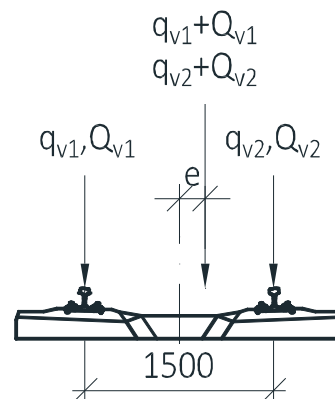
#### Model zatížení LM 71

Zatěžovací model LM 71 představuje zatížení od běžné kolejové dopravy. Uspořádání a charakteristické hodnoty zatížení jsou uvažovány podle Obr. 3.11. Pro přepočítání stávajících mostů je klasifikační součinitel  $\alpha = 1,00$ .

Konstrukce je pojížděna zatížením ve směru od opěry O1 k opěře O2 a zatížení působí s excentricitou  $e = 208 \text{ mm}$ . Vzhledem k faktu, že kolejnice, na které se zatížení ve skutečnosti přenáší, jsou modelovány jako jeden prut v ose mostu je potřeba pomocí tuhých prutů namodelovat fiktivní prut, vzdálený o  $e = 208 \text{ mm}$  od osy kolejnic. Na tento fiktivní prut se následně umístí pohyblivé zatížení odpovídající modelu LM 71.



Obr. 3.11: model LM 71



Obr. 3.10: Excentricita svislého zatížení



---

### Model zatížení „nezatížený vlak“

Pro celkové posouzení objektu, bude nutné prověřit stabilitu konstrukce proti převržení při zatížení větrem. Pro tento posudek zvolíme zatížení nosné konstrukce nezatíženým vlakem a bočním větrem.

Zatížení „nezatíženým vlakem“ je charakterizováno hodnotou  $10 \text{ kN/m}$  a působí jako spojitě zatížení na celé délce mostu.

#### 3.2.3 Vodorovná zatížení:

##### Odstředivé síly:

Most se nachází v přímém úseku, nedochází tedy ke vzniku odstředivých sil.

##### Boční ráz:

Boční ráz se uvažuje jako osamělá síla, která působí kolmo na osu koleje, v úrovni temene kolejnice. Charakteristická velikost této síly je  $Q_s = 100 \text{ kN}$ . Hodnotu je nutno ještě vynásobit součinitelem  $\alpha = 1,00$ . Dynamický součinitel se u tohoto zatížení neuplatňuje. Vliv bočního rázu se uvažuje současně se svislým proměnným zatížením od železniční dopravy, model LM 71

Ve výpočetním modelu působí boční ráz jako pohyblivé zatížení uprostřed mezi druhou a třetí nápravovou silou modelu LM 71.

##### Rozjezdové a brzděné síly:

Síly působí v úrovni temene kolejnic v podélném směru koleje a jsou modelovány jako spojitě zatížení.

Rozjezdové síly  $Q_{lak}$ :  $33 \text{ kN/m}$

Brzděné síly  $Q_{lbk}$ :  $20 \text{ kN/m}$

Celková síla rozjezdových nebo brzděných sil, působících na most, nesmí překročit stanovenou hodnotu.

$$Q_{lak} = 33 * 4,8 = 158,4 \text{ kN}; Q_{lak} \leq 1000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 20 * 408 = 96,0 \text{ kN}; Q_{lbk} \leq 6000 \text{ kN}$$

Součinitele pro toto zatížení jsou stejné jako pro boční ráz, tedy  $\alpha = 1,00$  a dynamický součinitel se opět neuvažuje. Tyto síly musí rovněž působit společně se svislým zatížením od dopravy.

V případě že by kolejnice byly modelovány jako dva různé pruty, zatížení by se roznášelo rovnoměrně na jednotlivé kolejnice, tedy v poměru 1:1. V našem případě je kolejnice modelována jako jeden prut o ploše dvou kolejnic, není proto nutné zatížení dělit na dvě složky.

##### Zatížení větrem:

Terén, v němž se most nachází, byl klasifikován jako terén spadající do kategorie III. Dále podle map větrných oblastí byla určena základní rychlost větru  $v_{b,0} = 25,0 \text{ m/s}$ . Součinitel směru větru  $c_{dir} = 1,0$  a součinitel ročního období  $c_{season} = 1,0$ . Měrná hmotnost vzduchu je  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ .



Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 25,0 \text{ m/s}$$

Uvažujeme zatížení větrem zároveň se železniční dopravou. Výška mostu nad terémem je 4,400 m a stavební výška je 0,830 m. Výška železničního vozidla nad temenem kolejnice se uvažuje 4,000 m. šířka mostu včetně chodníků je 5,000 m.

$$d_{tot} = 0,830 + 4,000 = 4,830 \text{ m}$$

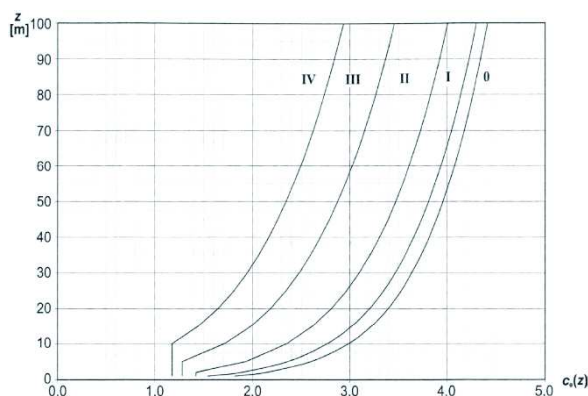
$$b/d_{tot} = 5,000/4,830 = 1,035$$

Součinitele  $c_{fx,0}$  a  $c_e$  se stanoví dle Obr. 3.13 a Obr. 3.12

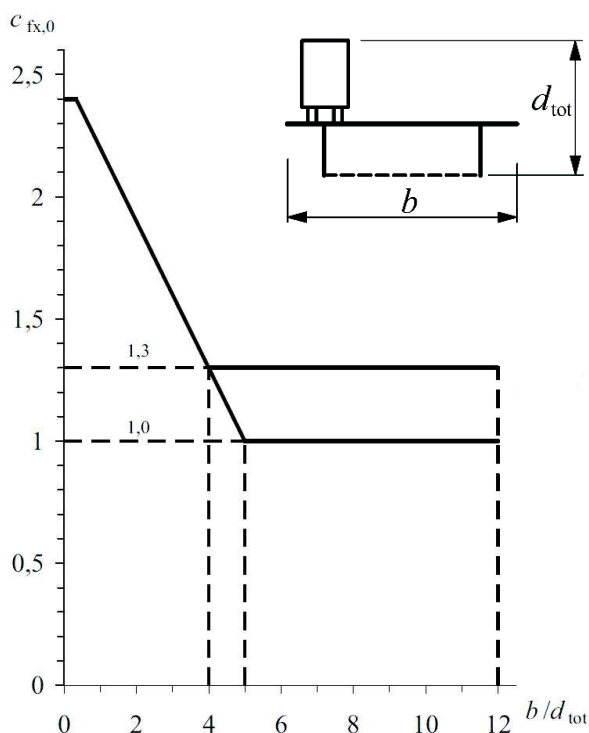
$$c_{fx,0} = 2,2$$

$$c_e = 2,1$$

$$C = c_e \cdot c_{fx,0} = 4,62$$



Obr. 3.12: Určení součinitele  $c_e$



Obr. 3.13: Určení součinitele  $c_{fx,0}$

Zatížení větrem je:

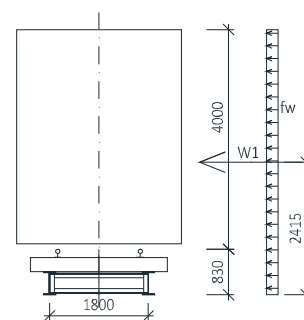
$$f_w = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^2 \cdot 4,62 = 1804,688 \text{ N/m}^2 \approx 1,805 \text{ kN/m}^2$$

Spojitě zatížení větrem v délce mostu:

$$w = f_w \cdot d_{tot} = 1,805 \cdot 4,830 = 8,718 \text{ kN/m}$$

Přítížení hlavního nosníku větrem:

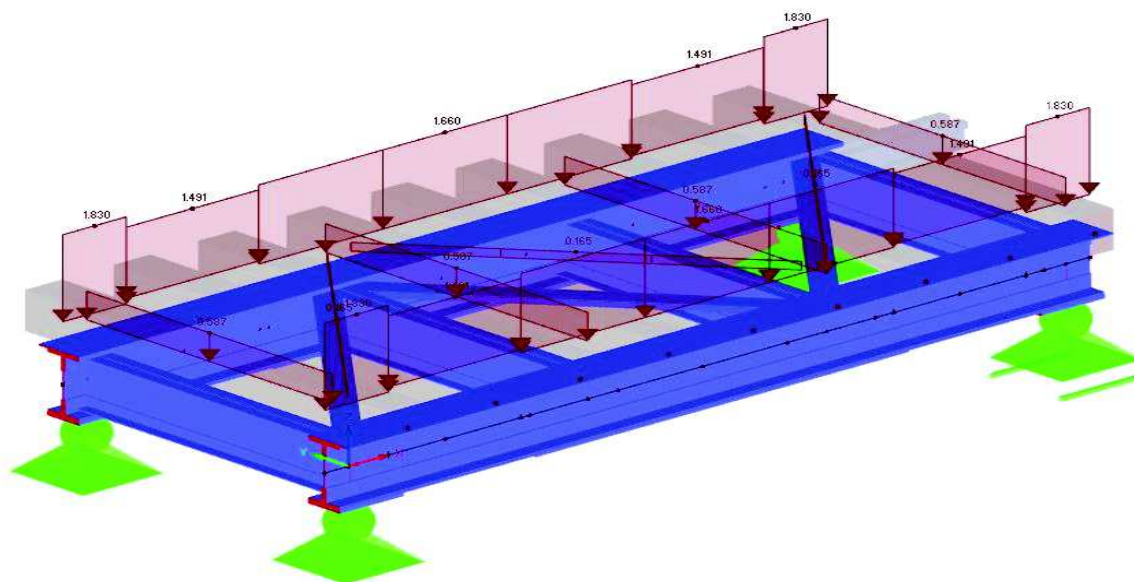
$$f = \frac{w \cdot 2,415}{1,8} = \frac{8,718 \cdot 2,415}{1,8} = 11,697 \text{ kN/m}$$



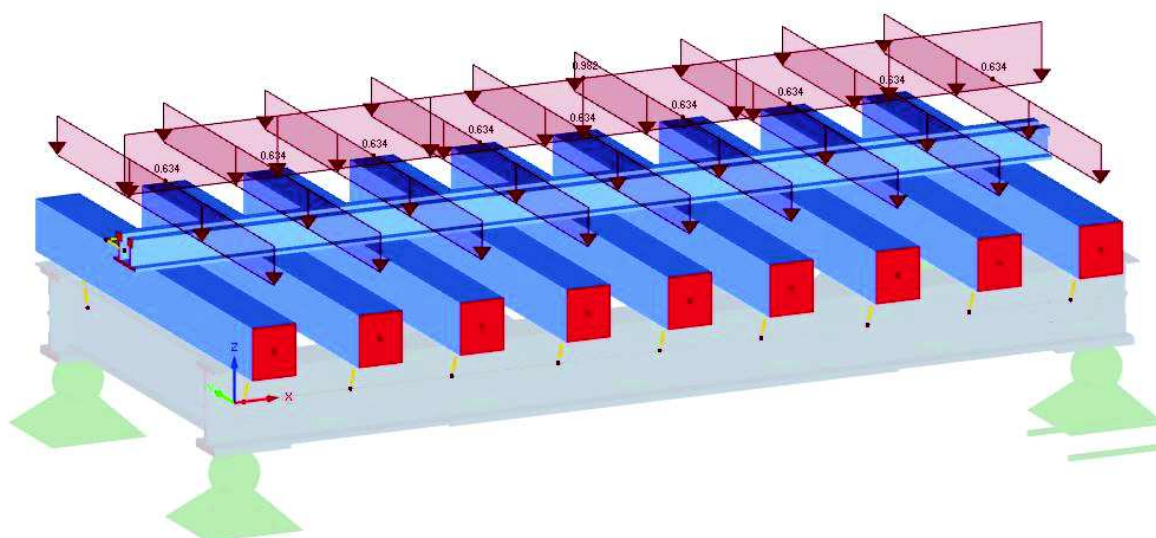
Obr. 3.14: Schéma zatížení větrem

### 3.3 Zatížení výpočetního modelu

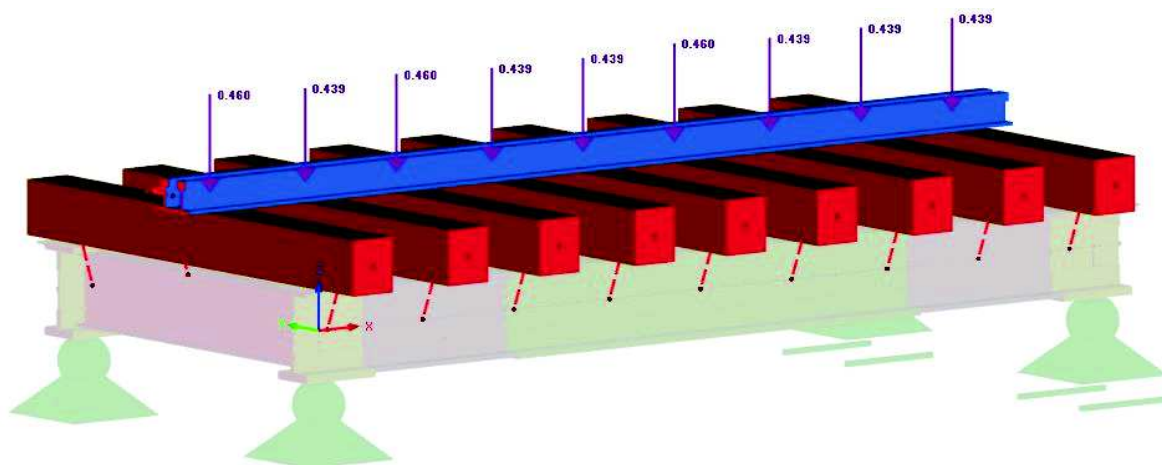
Zde jsou zobrazena jednotlivá zatížení, jak působí na konstrukci. Hodnoty uvedené u jednotlivých zatížení jsou hodnoty charakteristické



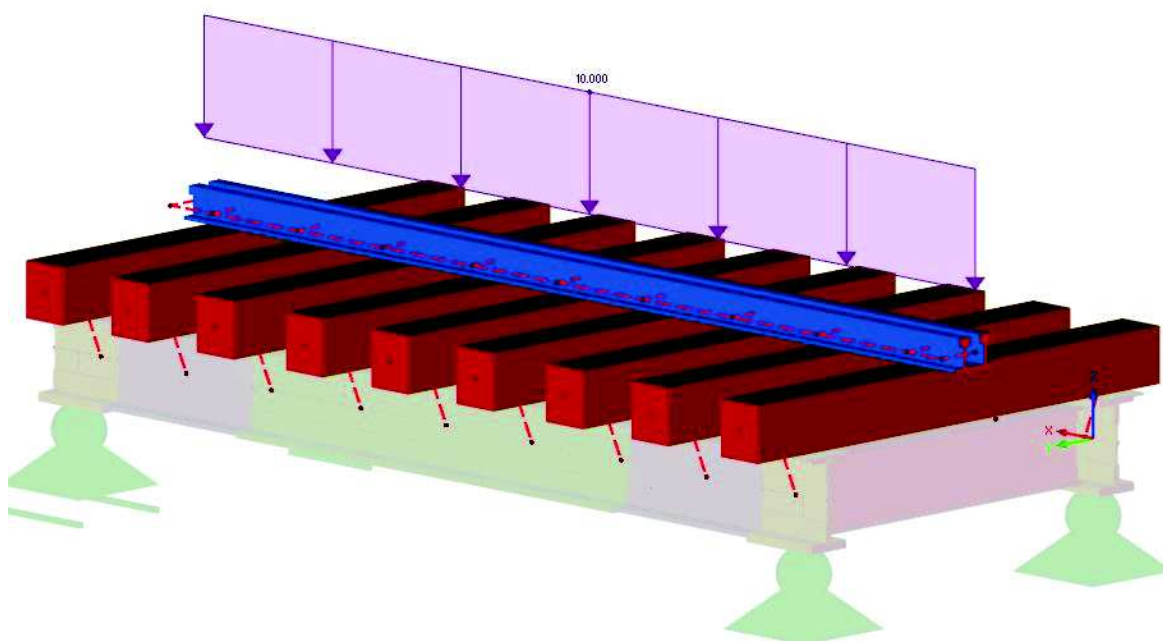
Obr. 3.15: Zatížení vlastní tíhou - hlavní nosné prvky



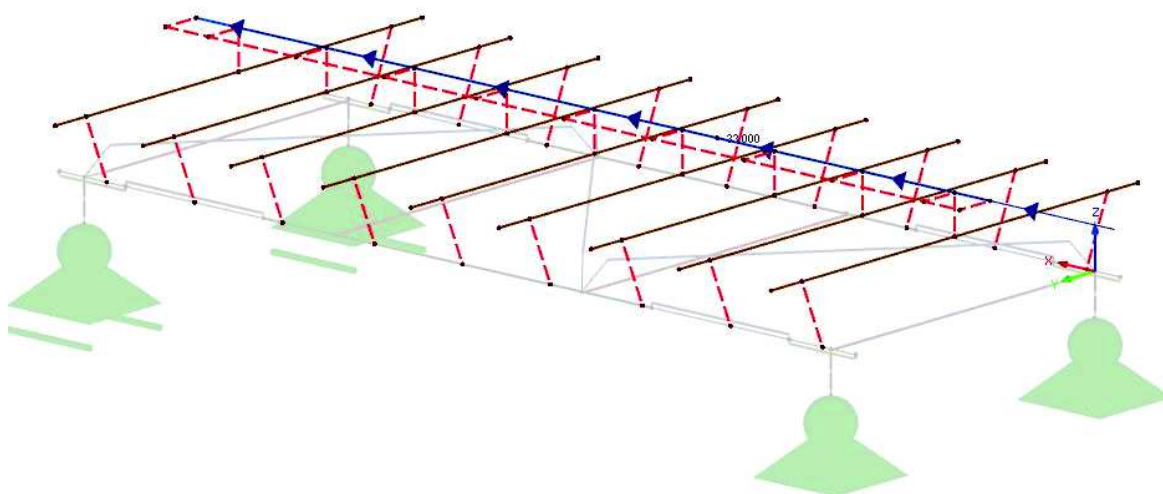
Obr. 3.16: Zatížení vlastní tíhou - mostnice a kolejnice



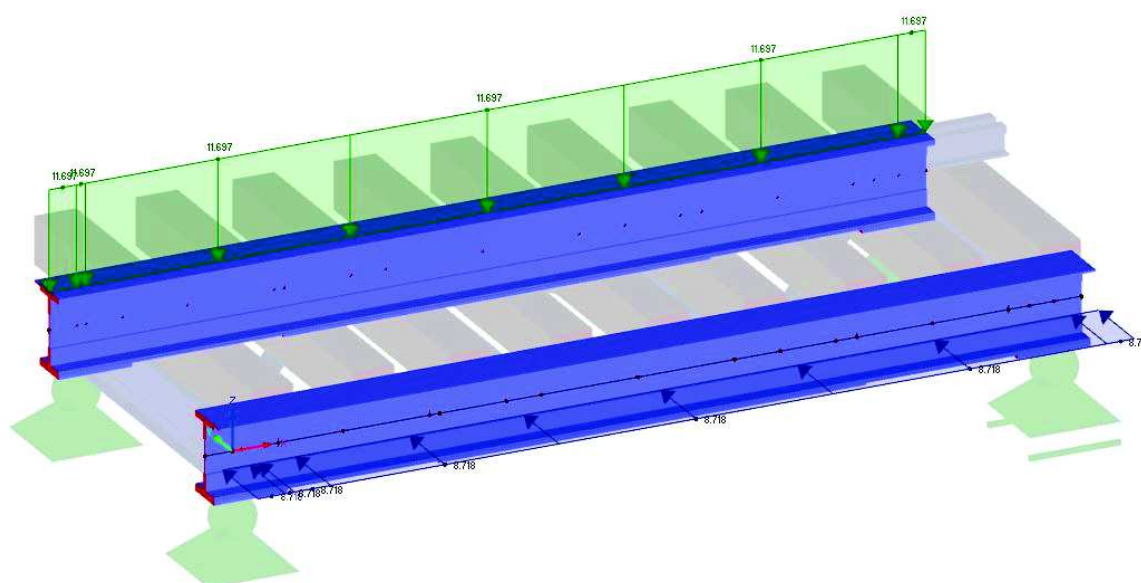
Obr. 3.17: Zatížení podlahami



Obr. 3.18: Zatížení "nezatíženým vlakem"



Obr. 3.19: Zatížení rozjezdovými silami



Obr. 3.20: Zatížení větrem

### 3.4 Kombinace zatížení

#### 3.4.1 Dílčí součinitel zatížení

Dílčí součinitele byly stanoveny na základě Metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů. Tento pokyn byl vydán SŽDC v září roku 2015. Hodnoty součinitelů jsou rozepsány v kapitole 4.3.

#### Stálé zatížení

Dílčí součinitel stálého zatížení  $\gamma_G$  pro ocel byl určen na základě stáří konstrukce, které je větší než 30 let. Zároveň bylo zohledněno přeměření rozměrů konstrukce a proto  $\gamma_G = 1,20$ .



---

### Zatížení dopravou – LM 71

Pro nosné prvky mostních objektů starších 30 let je součinitel svislého zatížení LM 71  $\gamma_{F;LM71} = 1,30$

#### Dynamický součinitel

Dynamický součinitel, který zvyšuje účinky statického zatížení od modelu zatížení dopravou LM 71, se uvažuje jako  $\Phi_3$ , tedy pro standardně udržovanou kolej.

Pro hlavní nosníky:

$L_{\Phi} = 4,500 \text{ m}$  (rozpětí hlavních nosníků)

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,73 = 1,42$$

Hodnota dynamického součinitele pro ztužující prvky se uvažuje stejná jako pro hlavní nosníky. Ztužidla nejsou bezprostředně zatížena účinky kolejové dopravy a proto je  $\Phi_3 = 1,42$ .

#### Boční ráz

Stejně jako model LM 71 je i boční ráz zatížení od dopravy, a proto je součinitel  $\gamma_{Q_S} = 1,30$ .

#### Rozjezdové a brzděné síly

Další zatížení od dopravy, a proto je dílčí součinitel zatížení opět  $\gamma_{Q_{ab}} = 1,30$ .

#### Zatížení větrem

Pro určení dílčího součinitele zatížení větrem se zohlední stáří konstrukce. To je více než 30 let. Součinitel je tedy  $\gamma_{F;w} = 1,35$

### 3.4.2 Sestavy zatížení

Účinky zatížení modelu LM 71, rozjezdových a brzděných sil a bočního rázu budou rozděleny do sestav gr11 až gr14 podle tab. 6.11 v ČSN EN 1991-2. Každá sestava bude ve výsledcích uvažována jako jednotlivé zatížení. Pokud bude některé ze zatížení vykazovat odlehčující účinek pro konkrétní posuzovaný prvek, dojde k redukci na polovinu (model LM 71) nebo bude uvažováno rovno nule.

### 3.4.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení pro jednotlivé prvky se vytvoří podle kombinačních pravidel pro železniční mosty dle A2.2.4 v ČSN EN 1990, kde bude brána v potaz pro trvalé a dočasné návrhové situace méně příznivá kombinace ze vztahů (6.10a) a (6.10b) dle ČSN EN 1990. Součinitel kombinace jednotlivých zatížení  $\psi$  pro železniční mosty se použije podle tab. A2.3 v ČSN EN 1990, změna A1, příloha A2.





### 3.5 Výpočet a posouzení únosnosti a zatížitelnosti

Při určování zatížitelnosti mostního objektu bude postupováno podle ČSN EN 1993-2 s využitím doplňujících podkladů dle Směrnice SZDC Určování zatížitelnosti mostních objektů. Zatížitelnosti jednotlivých prvků budou vypočteny dle mezích stavů únosnosti, kde se účinky zatížení rozdělí na část vyvolanou modelem 71 a na část vyvolanou ostatními zatíženími, která působí společně s modelem 71. Zatížitelnost se pak určí podle vzorce

$$Z_{LM71} = (R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs;Ed;i}) / E_{LM71;Ed}$$

kde

$R_d$  je návrhová únosnost prvku

$E_{LM71;Ed}$  je návrhová hodnota účinků modelu LM 71 včetně dynamického součinitele

$\sum_{i=1}^{n-1} E_{LM71;Ed;i}$  jsou návrhové účinky ostatních zatížení působících společně s modelem LM71



### 3.5.1 Hlavní nosník

Hlavní nosník bude posouzen ve dvou řezech, a to uprostřed rozpětí a nad pevnou kloubovou podporou. Uprostřed rozpětí bude nejdříve posouzen na únosnost a interakci dvousého momentu a normálové síly, a následně bude určena zatížitelnost v ohybu. Krajní průřez bude použit pouze pro určení zatížitelnosti ve smyku, protože právě v tomto průřezu se objevuje největší posouvající vnitřní síla. Únosnost nemusí být v tomto průřezu posouzena, protože extrémní interakci dvousého momentu a normálové síly je namáhám průřez uprostřed rozpětí. Postup posouzení bude proveden podle A.2.2.10 ve Směrnici SŽDC. Pro každé posouzení budou určeny vnitřní síly z kombinací zatížení, simulující nejnepříznivější namáhání jednotlivých průřezů.

#### 3.5.1.1 Kombinace a vnitřní síly

Rovnice	G					LM 71			Rozjezd	Brždění	Ráz	Vítr	
	$\xi_G$	$\gamma_G$	gr	$\gamma_Q$	$\psi_0$	skup.	$\alpha$	$\Phi_3$	skup.	skup.	skup.	$\gamma_w$	$\psi_0$
6.10a	0,85	1,2	11	1,3	1	1	1	1,42	1		0,5	1,35	1
6.10b	1	1,2	11	1,3	0,8	1	1	1,42	1		0,5	1,35	1
6.10a	0,85	1,2	12	1,3	1	1	1	1,42	0,5		1	1,35	1
6.10b	1	1,2	12	1,3	0,8	1	1	1,42	0,5		1	1,35	1

Tab. 3.1: Dílčí součinitele kombinací hlavního nosníku

### Posouzení nosníku

Kombin. zatížení	NS	Kombinace zatížení Označení	č.	Součinitel		Zatěžovací stav	
KZ1		gr11 - 6.10a - My;max	1	1.02	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.02	ZS2	Zatížení podlahou	
			3	1.30	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.85	ZS241	LM 71 h - My;max	
			6	0.65	ZS276	Boční ráz h - My;max	
KZ2		gr11 - 6.10b - My;max	1	1.20	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.20	ZS2	Zatížení podlahou	
			3	1.04	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.48	ZS241	LM 71 h - My;max	
			6	0.52	ZS276	Boční ráz h - My;max	
KZ3		gr12 - 6.10a - My;max	1	1.02	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.02	ZS2	Zatížení podlahou	
			3	0.65	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.85	ZS241	LM 71 h - My;max	
			6	1.30	ZS276	Boční ráz h - My;max	
KZ4		gr12 - 6.10b - My;max	1	1.20	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.20	ZS2	Zatížení podlahou	
			3	0.52	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.48	ZS241	LM 71 h - My;max	
			6	1.04	ZS276	Boční ráz h - My;max	
KZ5		gr11 - 6.10a - Vz;max	1	1.02	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.02	ZS2	Zatížení podlahou	
			3	1.30	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.85	ZS229	LM 71 h - Vz;max	
			6	0.65	ZS258	Boční ráz h - Vz;max	
KZ6		gr11 - 6.10b - Vz;max	1	1.20	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.20	ZS2	Zatížení podlahou	
			3	1.04	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.48	ZS229	LM 71 h - Vz;max	
			6	0.52	ZS258	Boční ráz h - Vz;max	
KZ7		gr12 - 6.10a - Vz;max	1	1.02	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.02	ZS2	Zatížení podlahou	
			3	0.65	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.85	ZS229	LM 71 h - Vz;max	
			6	1.30	ZS258	Boční ráz h - Vz;max	
KZ8		gr12 - 6.10b - Vz;max	1	1.20	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.20	ZS2	Zatížení podlahou	

Tab. 3.2: Výpis kombinací pro vnitřní síly a reakce na hlavním nosníku



### Výsledné vnitřní síly

		My [kNm]	Mz [kNm]	N [kN]
gr11	6.10a	381,42	5,13	95,19
	6.10b	307,64	6,44	69,67
gr12	6.10a	376,00	5,25	71,02
	6.10b	305,66	4,83	60,41

#### Návrhová kombinace

gr11	6.10a	381,42	5,13	95,19
------	-------	--------	------	-------

Tab. 3.3: Výsledné vnitřní síly od kombinací pro My;max

gr11	6.10a	672,15
	6.10b	551,63
gr12	6.10a	703,78
	6.10b	577,53

#### Návrhová kombinace

gr12	6.10a	703,78
------	-------	--------

Tab. 3.4: Výsledné reakce od kombinací pro Vz;max

### Zatížitelnost

Kombin. zatížení	NS	Kombinace zatížení Označení	č.	Součinitel	Zatěžovací stav	
KZ9		HN - rs;Ed - gr11 - 6.10a - My;max	5	1.48	ZS229	LM 71 h - Vz;max
			6	1.04	ZS258	Boční ráž h - Vz;max
			1	1.02	ZS1	Zatížení vlastní tíhou
			2	1.02	ZS2	Zřízení podlahou
			3	1.30	ZS6	Rozjezdové síly
KZ10 KZ11		HN - LM 71;Ed - gr11 - 6.10a - My;max HN - re;Ed - gr12 - 6.10a - Vz;max	4	1.35	ZS8	Zatížení větrem
			5	0.65	ZS276	Boční ráž h - My;max
			1	1.85	ZS241	LM 71 h - My;max
			1	1.02	ZS1	Zatížení vlastní tíhou
			2	1.02	ZS2	Zřízení podlahou
KZ12		HN - LM 71;Ed - gr12 - 6.10a - Vz;max	3	0.65	ZS6	Rozjezdové síly
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem
			5	1.30	ZS258	Boční ráž h - Vz;max
			1	1.85	ZS229	LM 71 h - Vz;max

Tab. 3.5: Kombinace pro určení zatížitelnosti v ohybu a ve smyku

### Výsledné vnitřní síly

		My [kNm]	Mz [kNm]	N [kN]
rs;Ed-gr1	6.10a	41,842	1,719	64,961
LM71-gr1	6.10a	335,461	6,582	21,718

Tab. 3.6: Výsledné vnitřní síly od kombinace pro zatížitelnost v ohybu

		Vz;max [kN]
rs;Ed-gr12	6.10a	103,416
LM71-gr1	6.10a	606,638

Tab. 3.7: Výsledné reakce od kombinace pro zatížitelnost ve smyku



### 3.5.1.2 Únosnost hlavního nosníku

#### Vnitřní síly

$$N_{Ed} = 95,19 \text{ kN}$$

$$M_{y;Ed} = 381,42 \text{ kNm}$$

$$M_{z;Ed} = 5,13 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 703,78 \text{ kN}$$

#### Zatřídění stojiny

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t} = \frac{360}{10} = 36 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{třída 1}$$

Přestože stojina vychází pro třídu 1, budeme se stojinou v dalších výpočtech počítat pružně

#### Průřezové charakteristiky

a) V poli

$$h = 420 \text{ mm}$$

$$b = 220 \text{ mm}$$

$$h_w = 360 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$z_d = 215,7 \text{ mm}$$

$$A = 0,02156 \text{ m}^2$$

$$I_y = 0,00063715 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0,00006302 \text{ m}^4$$

$$W_{el;y} = 0,002953871 \text{ m}^3$$

$$W_{el;z} = 0,000553292 \text{ m}^3$$

b) U podpory

$$z_d = 200,5 \text{ mm}$$

$$A = 0,02376 \text{ m}^2$$

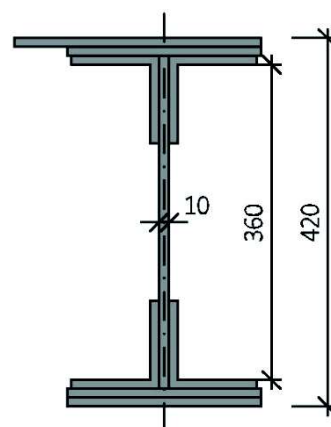
$$A_v = 0,012776 \text{ m}^2 \text{ - smyková plocha}$$

$$I_y = 0,00073443 \text{ m}^4$$

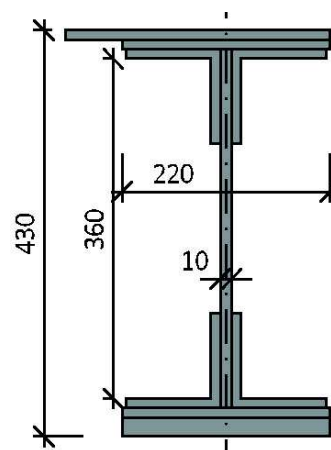
$$I_z = 0,00007189 \text{ m}^4$$

$$W_{el;y} = 0,003662993 \text{ m}^3$$

$$W_{el;z} = 0,000633392 \text{ m}^3$$



Obr. 3.21: Průřez hl. nosníku v poli



Obr. 3.22: Průřez hl. nosníku nad podporou



Kontrolní pružné posouzení průřezu pro  $\alpha = 1,0$

$$V_{pl;Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,012776 \cdot 235 \cdot 10^3}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1733,41 \text{ kN}$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{pl;Rd}} = \frac{1733,41}{488,44} = 0,406 \leq 0,5 \rightarrow \text{Malý smyk}$$

Posouzení vlivu boulení ve smyku

Pro posouzení únosnosti ve smyku bude postupováno podle normy ČSN EN 1993-1-5 kapitola 5.1. Nosník uvažujeme jako s vyztuženou stojinou, jako výztuhy uvažujeme příčníky.

$a = 1,5 \text{ m}$  – vzdálenost příčníků

$h_w = 360 \text{ mm}$  – výška stojiny

$$\frac{a}{h_w} = \frac{1,5}{0,36} = 4,16 \geq 1 \rightarrow k_\tau = 5,34 + 4,0 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 5,34 + 4,0 \cdot \left(\frac{0,36}{1,5}\right)^2 = 5,53$$

$\eta = 1,2$  – pro oceli do S460

$$\frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = \frac{31}{1,2} \cdot 1,00 \cdot \sqrt{5,53} = 60,75 \geq \frac{h_w}{t_w} = \frac{360}{10} = 36$$

→ není potřeba posuzovat vliv boulení

Vliv klopení

Pro zjištění vlivu klopení průřezu v poli bude postupováno podle normy ČSN EN 1993-1-1.

Pro výpočet budeme zjednodušeně uvažovat vliv klopení jako vzpěr ekvivalentního tlačného pásu.  $L_{cr} = 1,5 \text{ m}$  – vzdálenost příčníků.

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{6,302 \cdot 10^{-5}}{21,56 \cdot 10^{-3}}} = 0,054 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr;z}}{i_z} = \frac{1,5}{0,054} = 27,74$$

$$\sigma_{cr;z} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_z^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{27,74^2} = 2692,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr;z}}} = \sqrt{\frac{235}{2692,56}} = 0,295$$

Pro  $\frac{h}{b} = \frac{420}{220} = 1,909 \wedge t_f \leq 40 \text{ mm}$  (pro svařovaný průřez) → křivka c (vybočení kolmo k ose z) →  $\chi_z = 0,949$



Klopení v ohybu při ztrátě stability

$$I_z = 0,00003837 \text{ m}^4$$

$$A = 0,01059741 \text{ m}^2$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{3,837 \cdot 10^{-5}}{10,597 \cdot 10^{-2}}} = 0,0601$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{1,5}{0,0601 \cdot 93,9} = 0,265 \rightarrow \text{křivka c} \rightarrow \chi_{LT} = 0,964$$

Návrhové únosnosti průřezu v poli

$$N_{Rd} = \chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,949 \cdot \frac{21,56 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 4371,094 \text{ kN}$$

$$M_{y;Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{W_{el;y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,964 \cdot \frac{2953,871 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 608,336 \text{ kNm}$$

$$M_{z;Rd} = \frac{W_{el;z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{553,292 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 118,203 \text{ kNm}$$

Ověření únosnosti

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y;Ed}}{M_{y;Rd}} + \frac{M_{z;Ed}}{M_{z;Rd}} \leq 1$$

$\eta_1 = \frac{95,19}{4371,094} + \frac{381,42}{608,336} + \frac{5,13}{118,203} = \mathbf{0,692} \leq 1$
---

→ **Vyhovuje**

3.5.1.3 Zatížitelnost v ohybu

Vnitřní síly pro výpočet zatížitelnosti

$$N_{LM71;Ed} = 21,718 \text{ kN}$$

$$M_{y;LM71;Ed} = 335,461 \text{ kNm}$$

$$M_{z;LM71;Ed} = 6,582 \text{ kNm}$$

$$N_{rs;Ed} = 64,961 \text{ kN}$$

$$M_{y;rs;Ed} = 41,842 \text{ kNm}$$

$$M_{z;rs;Ed} = 1,719 \text{ kNm}$$

V místě podpor je minimální ohybový moment, proto budeme počítat podle:

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{1;rs}}{\eta_{1;LM71}}$$

$$\eta_{1;rs} = \frac{N_{rs;Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y;rs;Ed}}{M_{y;Rd}} + \frac{M_{z;rs;Ed}}{M_{z;Rd}} = \frac{64,961}{4371,094} + \frac{41,842}{608,336} + \frac{1,719}{118,203} = \mathbf{0,098}$$



$$\eta_{1;LM71} = \frac{N_{LM71;Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y;LM71;Ed}}{M_{y;Rd}} + \frac{M_{z;LM71;Ed}}{M_{z;Rd}} =$$
$$\eta_{1;LM71} = \frac{21,718}{4371,094} + \frac{335,461}{608,336} + \frac{6,582}{118,203} = \mathbf{0,612}$$

$$\mathbf{Z_{\eta_{1;LM71}} = \frac{1 - 0,098}{0,612} = 1,473}$$

#### 3.5.1.4 Zatížitelnost ve smyku

$$V_{LM71;Ed} = 606,638 \text{ kN}$$

$$V_{rs;Ed} = 103,416 \text{ kN}$$

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{3;rs}}{\eta_{3;LM71}}$$

$$\eta_{3;rs} = \frac{V_{rs;Ed}}{V_{pl;Rd}} = \frac{103,416}{1733,41} = \mathbf{0,060}$$

$$\eta_{3;LM71} = \frac{V_{LM71;Ed}}{V_{pl;Rd}} = \frac{606,638}{1733,41} = \mathbf{0,350}$$

$$\mathbf{Z_{LM71} = \frac{1 - 0,060}{0,350} = 2,687}$$



### 3.5.2 Příčník

Příčné ztužení bude posouzeno podle postupu A.2.2.11 směrnice SŽDC. Příčník bude posouzen na interakce ohybové a osové síly a smyk bude v případě potřeby zohledněn redukovanou mezí kluzu  $f_{red}$ . Hodnota smykové síly  $V_{Ed}$  je závislá na zatížitelnosti  $Z_{LM71}$  a proto je nutné při výpočtu postupovat iterační formou. Přesný postup je stanoven v již zmíněné směrnici SŽDC.

Jako nejvíce namáhaný příčník se jeví příčník třetí, počítáno od Berounské opěry O 01. Ten je zatížen jak největším ohybovým momentem vznikajícím na příčnicích, tak největší normálovou silou.

#### 3.5.2.1 Kombinace a vnitřní síly

Rovnice	G					LM 71			Rozjezd	Brždění	Ráz	Vitr	
	$\xi_G$	$\gamma_G$	gr	$\gamma_Q$	$\psi_0$	skup.	$\alpha$	$\Phi_3$	skup.	skup.	skup.	$\gamma_w$	$\psi_0$
6.10a	0,85	1,2	14	1,3	1	1	1	1,42	0,5		1	1,35	1
6.10b	1	1,2	14	1,3	0,8	1	1	1,42	0,5		1	1,35	1

Tab. 3.8: Dílčí součinitele kombinací příčníku

#### Posouzení příčníku

Kombin. zatížení	NS	Kombinace zatížení Označení	č.	Součinitel			Zatěžovací stav
KZ17		gr14 - 6.10a	1	1.02	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.02	ZS2	Ztížení podlahou	
			3	0.65	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.85	ZS249	LM 71 p	
			6	1.30	ZS269	Boční ráz p	
KZ18		gr14 - 6.10b	1	1.20	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.20	ZS2	Ztížení podlahou	
			3	0.52	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.48	ZS249	LM 71 p	
			6	1.04	ZS269	Boční ráz p	

Tab. 3.9: Výpis kombinací pro vnitřní síly na příčníku

		My [kNm]	Mz [kNm]	N [kN]	Ved [kN]
gr14	6.10a	78,05	0,646	659,6	-45,892
	6.10b	58,742	0,06	589,24	-49,981
Návrhová kombinace					
gr14	6.10a	78,05	0,646	659,6	-49,981

Tab. 3.10: Výsledné vnitřní síly od kombinací pro gr14

#### Zatížitelnost

		My [kNm]	Mz [kNm]	N [kN]	Ved [kN]
rs;Ed-gr14	6.10a	52,66	0,646	409,814	-31,527
LM71-gr14	6.10a	25,39	-0,002	249,246	-14,366

Tab. 3.11: Výsledné vnitřní síly pro určení zatížitelnosti





### 3.5.2.2 Únosnost příčnicku

#### Vnitřní síly

$$N_{Ed} = 659,6 \text{ kN}$$

$$M_{y;Ed} = 78,05 \text{ kNm}$$

$$M_{z;Ed} = 0,646 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = -45,892 \text{ kN}$$

#### Zatřídění průřezu

$$\frac{c}{t} = \frac{320}{10} = 32 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{třída 1}$$

#### Průřezové charakteristiky

$$h = 340 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$h_w = 320 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$z_d = 170 \text{ mm}$$

$$A = 0,00762 \text{ m}^2$$

$$A_v = 0,00469 \text{ m}^2 \text{ – smyková plocha}$$

$$I_y = 0,00012917 \text{ m}^4$$

$$I_z = 0,00000470 \text{ m}^4$$

$$W_{el;y} = 0,000759824 \text{ m}^3$$

$$W_{el;z} = 0,00006267 \text{ m}^3$$

#### Posouzení vlivu boulení ve smyku

Pro posouzení únosnosti ve smyku bude postupováno podle normy ČSN EN 1993-1-5 kapitola 5.1. Nosník uvažujeme jako s nevyztuženou stojinou.

$a = 1,8 \text{ m}$  – vzdálenost hlavních nosníků použijeme jako délku příčnicků

$h_w = 320 \text{ mm}$  – výška stojiny

$$\frac{a}{h_w} = \frac{1,8}{0,32} = 5,625 \geq 1 \rightarrow k_\tau = 5,34 + 4,0 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 5,34 + 4,0 \cdot \left(\frac{0,32}{1,8}\right)^2 = 5,426$$

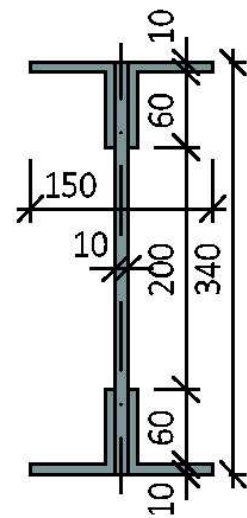
$\eta = 1,2$  – pro oceli do S460

$$\frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 1,00 = 60,00 \geq \frac{h_w}{t_w} = \frac{320}{10} = 32$$

→ není potřeba posuzovat vliv boulení

#### Únosnost stojiny ve smyku

$$V_{bw;Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{0,00469 \cdot 235 \cdot 10^3}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 636,327 \text{ kN}$$



Obr. 3.23: Příčný řez příčnickem



Podmínka malého smyku

$$\frac{V_{Ed}}{V_{bw;Rd}} = \frac{45,892}{636,327} = 0,072 \leq 0,5 \rightarrow \text{Malý smyk}$$

Návrhové únosnosti průřezu

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{7,62 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 1627,909 \text{ kN}$$

$$M_{y;Rd} = \frac{W_{el;y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{759,824 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 162,326 \text{ kNm}$$

$$M_{z;Rd} = \frac{W_{el;z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{62,67 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 13,388 \text{ kNm}$$

Ověření únosnosti

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y;Ed}}{M_{y;Rd}} + \frac{M_{z;Ed}}{M_{z;Rd}} = \frac{659,6}{1627,909} + \frac{78,05}{162,326} + \frac{0,646}{13,388} = \mathbf{0,934} \leq 1$$

→ Vyhovuje

3.5.2.3 Zatížitelnost

Vnitřní síly pro výpočet zatížitelnosti

$$N_{LM71;Ed} = 249,246 \text{ kN}$$

$$M_{y;LM71;Ed} = 25,39 \text{ kNm}$$

$$M_{z;LM71;Ed} = -0,002 \text{ kNm}$$

$$N_{rs;Ed} = 409,814 \text{ kN}$$

$$M_{y;rs;Ed} = 52,66 \text{ kNm}$$

$$M_{z;rs;Ed} = 0,646 \text{ kNm}$$

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{1;rs}}{\eta_{1;LM71}}$$

$$\eta_{1;rs} = \frac{N_{rs;Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y;rs;Ed}}{M_{y;Rd}} + \frac{M_{z;rs;Ed}}{M_{z;Rd}} = \frac{409,814}{1627,909} + \frac{52,66}{162,326} + \frac{0,646}{13,388} = \mathbf{0,624}$$

$$\eta_{1;LM71} = \frac{N_{LM71;Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y;LM71;Ed}}{M_{y;Rd}} + \frac{M_{z;LM71;Ed}}{M_{z;Rd}}$$

$$\eta_{1;LM71} = \frac{249,246}{1627,909} + \frac{25,39}{162,326} + \frac{-0,002}{13,388} = \mathbf{0,309}$$

$$Z_{\eta_{1;LM71}} = \frac{1 - 0,624}{0,309} = 1,214$$

Ověření podmínky malého smyku

$$V_{LM71;Ed} = 14,366 \text{ kN}$$



$$V_{sr;Ed} = 31,527 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = Z_{\eta_1;LM71} \cdot V_{LM71;Ed} + V_{rs;Ed} = 1,214 \cdot 14,366 + 31,527 = 48,968 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{bw;Rd}} = \frac{48,968}{636,327} = 0,077 \leq 0,5 \rightarrow \text{Malý smyk}$$

Výsledná zatížitelnost

$Z_{\eta_1;LM71} = 1,214$
---------------------------



### 3.5.3 Diagonála

Můžeme uvažovat, že diagonála je modelována jako kyvný prut. Proto je namáhána pouze osovou silou, a tedy posouzena pouze na únosnost v tlaku. Jako zatěžovací sestava bude použita sestava gr14.

#### 3.5.3.1 Kombinace

Rovnice	G					LM 71			Rozjezd	Brždění	Ráz	Vitr	
	$\xi_G$	$\gamma_G$	gr	$\gamma_Q$	$\psi_0$	skup.	$\alpha$	$\Phi_3$	skup.	skup.	skup.	$\gamma_w$	$\psi_0$
6.10a	0,85	1,2	14	1,3	1	1	1	1,42	0,5		1	1,35	1
6.10b	1	1,2	14	1,3	0,8	1	1	1,42	0,5		1	1,35	1

Tab. 3.12: Dílčí součinitele kombinací pro diagonálu

#### Posouzení diagonály

Kombin. zatížení	NS	Kombinace zatížení Označení	č.	Součinitel			Zatěžovací stav
KZ21		gr14 - 6.10a d	1	1.02	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.02	ZS2	Zřízení podlahou	
			3	0.65	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.85	ZS224	LM 71 d	
			6	1.30	ZS267	Boční ráz d	
KZ22		gr14 - 6.10b d	1	1.20	ZS1	Zatížení vlastní tíhou	
			2	1.20	ZS2	Zřízení podlahou	
			3	0.52	ZS6	Rozjezdové síly	
			4	1.35	ZS8	Zatížení větrem	
			5	1.48	ZS224	LM 71 d	
			6	1.04	ZS267	Boční ráz d	

Tab. 3.13: Výpis kombinací pro vnitřní síly příčniku

N [kN]		
gr14	6.10a	-346,01
	6.10b	-285,17
Návrhová kombinace		
gr14	6.10a	-346,01

Tab. 3.14: Výsledné vnitřní síly od kombinací pro gr14

#### Zatížitelnost

N [kN]		
rs;Ed-gr14	6.10a	-78,334
LM71-gr	6.10a	-267,67

Tab. 3.15: Výpis vnitřních sil pro určení zatížitelnosti

#### 3.5.3.2 Únosnost diagonály

##### Vnitřní síly

Diagonála je tlačena, pro jednodušší zápis budeme tlak uvažovat s kladným znaménkem.

$$N_{Ed} = 346,01 \text{ kN}$$



Průřezové charakteristiky

$$A=0,0026 \text{ m}^2$$

$$I_y=116 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$I_z=233 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$W_{el,y}= 2,374 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$W_{el,z}= 3,329 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

$L_{cr,z}= 2,311 \text{ m}$  – vzdálenost kloubů, pomocí kterých je diagonála upevněna

$$L_{cr,y}= 2,311 \text{ m}$$

Součinitel vzpěru pro  $\chi_z$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{223 \cdot 10^{-8}}{0,0026}} = 0,030 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{2,311}{0,030} = 77,198$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{77,198}{93,9} = 0,822$$

→ součinitel  $\chi_z$  → křivka c →  $\chi_z = 0,650$

Součinitel vzpěru pro  $\chi_y$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{116 \cdot 10^{-8}}{0,0026}} = 0,021 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{2,311}{0,030} = 109,41$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{109,41}{93,9} = 1,17$$

→ součinitel  $\chi_y$  → křivka c →  $\chi_y = 0,448$

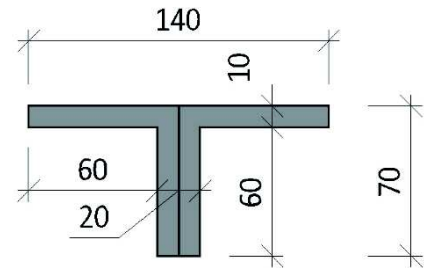
Jelikož  $\chi_y$  je menší než  $\chi_z$  tak prut vybočí kolmo k ose y.

Návrhová únosnost

$$N_{Rd} = \chi_y \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,448 \frac{0,0026 \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 273,728 \text{ kN}$$

Ověření únosnosti

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{346,01}{273,728} = 1,26 \not\leq 1$$



Obr. 3.24: Příčný řez diagonálou



→ **Nevyhovuje**

### 3.5.3.3 Zatížitelnost

Vnitřní síly pro výpočet zatížitelnosti

$$N_{LM71;Ed} = 267,67 \text{ kN}$$

$$N_{sr;Ed} = 78,334 \text{ kN}$$

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{1;rs}}{\eta_{1;LM71}}$$

$$\eta_{1;rs} = \frac{N_{rs;Ed}}{N_{Rd}} = \frac{78,334}{273,728} = \mathbf{0,286}$$

$$\eta_{1;LM71} = \frac{N_{LM71;Ed}}{N_{Rd}} = \frac{267,67}{273,728} = \mathbf{0,978}$$

$$Z_{\eta_{1;LM71}} = \frac{1 - \mathbf{0,286}}{\mathbf{0,978}} = \mathbf{0,730}$$

Rozhodující zatížení

Zatěžovací stav, který přispívá nejvíce k celkovému zatížení diagonály je zatížení železniční dopravou, tedy zatěžovací stav LM 71. Účinky tohoto zatížení není možné nijak omezit, a proto je zbytečné provádět další výpočty. Například redukovat zatížení větrem, které je po zatěžovacím stavu LM 71 druhým neúčinnějším zatížením. Poměr těchto dvou zatížení je však tak malý že redukce zatížení od větru nemá význam.

### 3.6 Výsledná zatížitelnost

Číslo	Prvek	Namáhání (vnitřní síly)	$\phi_i$	$\gamma_{Q;LM7}$	str.	$Z_{LM71}$
1	Levý hlavní nosník uprostřed rozpětí	Ohyb a klopení (N, $M_y$ , $M_z$ )	1,42	1,3	38	<b>1,473</b>
2	Levý hlavní nosník nad podpooru na opěře O 01	Smyk ( $V_z$ )	1,42	1,3	39	<b>2,687</b>
3	Třetí příčník ve směru od O 01	Ohyb a normálová síla (N, $M_y$ , $M_z$ , $V_z$ )	1,42	1,3	42	<b>1,214</b>
4	Prostřední diagonála	Vzpěrný tlak (N)	1,42	1,3	46	<b>0,730</b>

Tab. 3.16: Tabulka výsledné zatížitelnosti



## 4 URČENÍ PŘECHODNOSTI

Máme ověřit aktuální přechodnost pro traťovou třídu zatížení C4/60 a prokázat přechodnost pro třídu C2/60. Určení přechodnosti provozního zatížení se řídí Metodickým pokynem pro určování zatížitelnosti železničních mostů, vydaným SŽDC. Ověření je rozebráno v kapitole 5.

Rozhodující zatížitelnost v posouzení mostu byla zatížitelnost prostřední diagonály Tab. 3.16. Ta je namáhána tlakovou normálovou silou, a proto bude účinnost provozního zatížení porovnávána na této síle.

Podle mostní dokumentace by měl most v současné době splňovat TTZ C4 s rychlostí 60 km/h. Proto bude ověřena přechodnost pro tuto třídu, a následně porovnána s přechodností od TTZ C2 s rychlostí 60 km/h.

### 4.1 Zatížení



Obr. 4.1: Základní schéma čtyřnápravového vozu

Třída	Hmotnost na nápravu [t]	Hmotnost na jednotku délky <sup>1)</sup> [t/m]	c [m]	d [m]
A	16	5,0	6,20	12,80
B1	18	5,0	7,80	14,40
B2	18	6,4	4,65	11,25
C2	20	6,4	5,90	12,50
C3	20	7,2	4,50	11,10
C4	20	8,0	3,40	10,00
D2	22,5	6,4	7,45	14,05
D3	22,5	7,2	5,90	12,50
D4	22,5	8,0	4,65	11,25
E4	25	8,0	5,90	12,50
E5	25	8,8	4,75	11,35

<sup>1)</sup> Údaj o náhradním rovnoměrném zatížení slouží pouze jako orientační

Tab. 4.1: Hodnoty sil pro různé traťové třídy

Model bude zatížen sestavou pro C4 a C2. Tato zatížení budou působit jako zatížení pohyblivá a budou působit s již dříve spočtenou excentricitou. Zatížení budou zároveň vynásobena dílčím součinitelem  $\gamma_T = 1,30$



## 4.2 Obecné určení přechodnosti

Přechodnost provozního zatížení přes posouzený mostní objekt je povolena, jestliže všechny jeho prvky splňují podmínku

$$Z_{LM71} \geq \psi \cdot \lambda_{LM71}$$

Pro prvky jejichž  $Z_{LM71} \geq 1,00$  vyhovují z hlediska přechodnosti pro TTZ A, B1, B2, C2, C3, C4 a D2.

Součinitel dynamické redukce

$$\psi = \frac{\phi_{Ti}}{\Phi_i}$$

Účinnost provozního zatížení

$$\lambda_{LM71} = \frac{E_{T;Ed}}{E_{LM71;Ed}}$$

$\phi_{Ti}$  dynamický součinitel pro provozní zatížení  $\phi_{T1}$  nebo  $\phi_{T2}$  – v našem případě použijeme součinitel  $\phi_{T1}$ , pro standardně udržovanou kolej, a získáme ho z tabulky 3 směrnice SZDC.

$\Phi_i$  dynamický součinitel pro daný prvek, spočítaný v 3.4.1

$E_{T;Ed}$  návrhová hodnota statického účinku ověřovaného provozního zatížení

$E_{LM71;Ed}$  návrhová hodnota statického účinku modelu LM 71

$Z_{LM71}$  rozhodující zatížitelnost

## 4.3 Přechodnost pro C4/60

Vstupní hodnoty

$$L_{\Phi} = 4,5 \text{ m}$$

$$Z_{LM71} = 0,73$$

$\phi_{T1} = 1,675$  součinitel byl určen na základě rychlosti 60 km/h a  $L_{\Phi}$

$$\Phi_3 = 1,42$$

$$E_{T;Ed} = 93,473 \text{ kN}$$

$$E_{LM71;Ed} = 267,67 \text{ kN}$$

Výpočet

$$\psi = \frac{\phi_{T1}}{\Phi_3} = \frac{1,675}{1,42} = 1,180$$

$$\lambda_{LM71} = \frac{E_{T;Ed}}{E_{LM71;Ed}} = \frac{90,473}{267,67} = 0,338$$

$$\psi \cdot \lambda_{LM71} = 1,180 \cdot 0,338 = 0,399 \leq Z_{LM71} = 0,73$$

→ **Vyhovuje**





#### 4.4 Přejchodnost pro C2/60

Vstupní hodnoty

$$L_{\Phi} = 4,5 \text{ m}$$

$$Z_{LM71} = 0,73$$

$\phi_{T1} = 1,675$  součinitel byl určen na základě rychlosti 60 km/h a  $L_{\Phi}$

$$\Phi_3 = 1,42$$

$$E_{T;Ed} = 93,473 \text{ kN}$$

$$E_{LM71;Ed} = 267,67 \text{ kN}$$

Výpočet

$$\psi = \frac{\phi_{T1}}{\Phi_3} = \frac{1,675}{1,42} = 1,180$$

$$\lambda_{LM71} = \frac{E_{T;Ed}}{E_{LM71;Ed}} = \frac{90,473}{267,67} = 0,338$$

$\psi \cdot \lambda_{LM71} = 1,180 \cdot 0,338 = 0,399 \leq Z_{LM71} = 0,73$
--

→ Vyhovuje

#### 4.5 Vyhodnocení přechodnosti

Přejchodnost od TTZ C4 a C2 vychází stejně. Toto je způsobeno skutečností, že mostní objekt má rozpětí pouze 4,5 m a vzdálenost dvouúprav je tak velká, že vozidlo se nikdy nedostane na most celé. Poloha zatížení pro největší normálovou sílu v diagonále je tak stejná pro obě zatěžovací soustavy.

## 5 STABILITA KONSTRUKCE

### 5.1 Normové zatížení větrem

V případě toho mostu, se jedná o štíhlou lehkou konstrukci bez mostovky, u které by mohlo dojít následkem působení větru s normovou základní rychlostí 25 m/s k převržení. Aby konstrukce vyhovovala z hlediska boční stability, musí splňovat podmínku rovnováhy stabilizujícího a destabilizujícího momentu.

$$\gamma_{stb} \cdot M_{stb} \geq \gamma_{des} \cdot M_{des}$$

$\gamma_{stb}$  je součinitel zatížení se stabilizujícími účinky roven 0,95

$\gamma_{des}$  je součinitel zatížení s destabilizujícími účinky roven 1,50

Zaměříme se na případ, kdy se nachází na konstrukci nezatížený vlak o tíže 10 kN/m na délce 5,0 m odpovídající vzdálenosti závěrných zídek.

Zatížení větrem

Zatížení větrem bereme z kapitoly 3.2.3.

$$f_w = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^2 \cdot 4,62 = 1804,688 \text{ N/m}^2 \cong 1,805 \text{ kN/m}^2$$



Spojité zatížení větrem v délce mostu:

$$w = f_w \cdot d_{tot} = 1,805 \cdot 4,830 = 8,718 \text{ kN/m}$$

#### Stabilizující zatížení

Jako stabilizující účinek můžeme uvažovat vlastní tíhu konstrukce. Tu spočítáme z celkové hmotnosti konstrukce, kterou vynásobíme tíhovým zrychlením  $g = 10 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ . Vzhledem k symetrii konstrukce se těžiště mostu nachází přesně v ose koleje. Tuto skutečnost potvrdil i výpočet těžiště softwarem.

Ke stabilizaci mostu bude využito i zatížení podlahovými plechy, ty nejsou v modelu zahrnuty, a proto je nutno jejich tíhu započítat odděleně. Liniové zatížení podlahou je  $0,829 \text{ kN/m}$  a je počítáno v odstavci 3.2.1. Budeme uvažovat že podlahy jsou umístěny po celé délce hlavních nosníků která je  $4,8 \text{ m}$ .

Dalším stabilizujícím účinkem je pak zatížení od „nezatíženého vlaku“, toto konstantní zatížení má hodnotu  $10 \text{ kN/m}$ .

Vlastní tíha konstrukce	$4052,6 \text{ kg} \cdot 10 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2} =$	$40,526 \text{ kN}$
Zatížení podlahou	$0,829 \text{ kN/m} \cdot 4,8 \text{ m} =$	$3,980 \text{ kN}$
Nezatížený vlak	$10 \text{ kN/m} \cdot 5,0 \text{ m} =$	$50,000 \text{ kN}$

---

**Celkové stabilizující zatížení** **94,506 kN**

#### Destabilizující zatížení

Destabilizujícím zatížením je zde pouze vítr, který působí jak na most, tak na nezatížený vlak, který je vysoký  $4,0 \text{ m}$ , bráno od temene kolejnice.

Vítr	$8,718 \text{ kN/m} \cdot 5,0 \text{ m} =$	$43,590 \text{ kN}$
------	--	---------------------

---

**Celkové destabilizující zatížení** **43,590 kN**

Jak je z obrázku zřejmé, tak vítr působí na rameni  $r_w = 2,415 \text{ m}$  a vlastní tíha konstrukce na rameni  $r_G = 0,900 \text{ m}$ .

#### Posouzení

$$M_{stb} = 94,506 \text{ kN} \cdot 0,900 \text{ m} = 85,055 \text{ kNm}$$

$$M_{des} = 43,590 \text{ kN} \cdot 2,425 \text{ m} = 105,705 \text{ kNm}$$

#### Podmínka stability

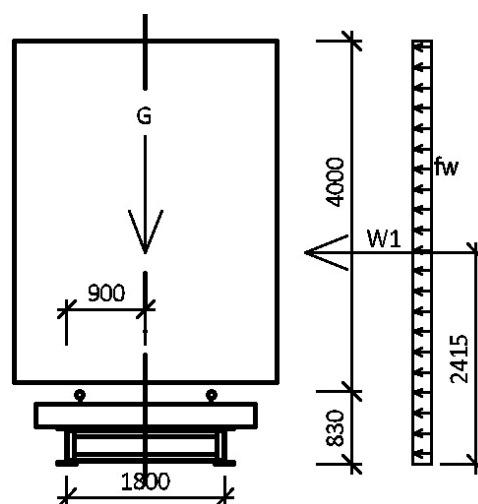
$$\gamma_{stb} \cdot M_{stb} \geq \gamma_{des} \cdot M_{des}$$

$$0,95 \cdot 85,055 \text{ kNm} \geq 1,50 \cdot 105,705 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{80,802 \text{ kNm} \not\geq 158,558 \text{ kNm}}$$

→ **Podmínka stability nevyhovuje**

Pro zajištění stability objektu, je možné snížit základní rychlost větru na rychlost odpovídající podmínkám v místě objektu. Tím snížíme i



Obr. 5.1: Působení větru a vlastní tíhy konstrukce



celkový destabilizující účinek větru. Toto řešení je však podmíněno získáním a statistickým vyhodnocením dat o rychlosti větru v dané oblasti.

Pro snížení účinků větru v tomto případě využijeme poznatků ze zkoušek ve větrném tunelu, kde byl model mostu vystaven účinkům zatížení větrem. Modelováno bylo několik zátěžových situací, kdy se na mostě vyskytují různé typy vlakových souprav. Ty se liší především svojí výškou, a tedy i výsledným silovým účinkem na mostní objekt. Tuto zkoušku provedl doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. a kolektiv

Další variantou, jak most stabilizovat, by mohlo být ukotvení ložisek.

Vzhledem ke skutečnosti, že most nevyhoví na posouzení stability od normových účinků větru, prověříme, zda by pomohly poznatky z větrného tunelu.

## 5.2 Zatížení redukovánými účinky větru

### Zatížení větrem

Oproti kapitole 3.2.3, kde je počítáno normovým postupem, přistoupíme zde k redukcí součinitele  $C$ . Součinitel vynásobíme poměrem výsledných sil, které působily na model mostu ve větrném tunelu. Trať, na které se most nachází, není elektrifikována a je využívána pouze pro osobní regionální dopravu. Je však možné že je výjimečně využívána i nákladní dopravou, proto, z důvodu bezpečnosti, nepoužijeme výsledky pro Regionova ale pro SGS High Cube.

Pro stanovení poměru použijeme síly

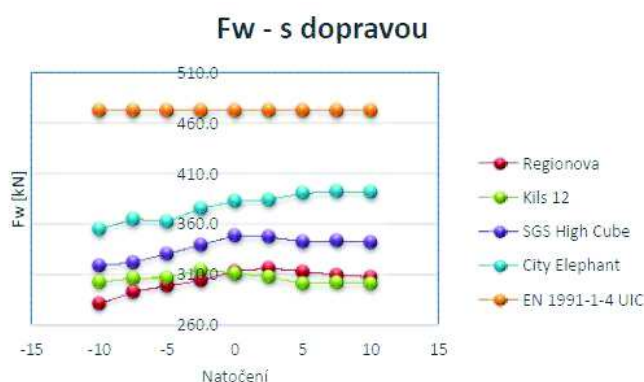
$$F_{SGS} = 360 \text{ kN}$$

$$F_{EN 1991} = 460 \text{ kN}$$

$$\vartheta = \frac{F_{SGS}}{F_{EN 1991}} = \frac{360}{460} = 0,783$$

$$C = 4,62$$

$$C' = C \cdot \vartheta = 4,62 \cdot 0,783 = 3,61$$



Obr. 5.2: Výsledky měření ve větrném tunelu

$$f_w = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C' = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 25,0^2 \cdot 3,61 = 1410,156 \text{ N/m}^2 \cong 1,410 \text{ kN/m}^2$$

Spojité zatížení větrem v délce mostu:

$$w = f_w \cdot d_{tot} = 1,410 \cdot 4,830 = 6,810 \text{ kN/m}$$

### Stabilizující zatížení

Celkové stabilizující zatížení se nemění, a proto, pro přehlednost, uvedeme pouze výsledný stabilizující účinek.

$$M_{stb} = 85,055 \text{ kNm}$$



---

Destabilizující zatížení

Vítr  $6,810 \text{ kN/m} \cdot 5,0 \text{ m} = 34,050 \text{ kN}$

---

**Celkové destabilizující zatížení**

**34,050 kN**

Posouzení

Stabilizující účinky působí stále stěně, destabilizující však mohou působit na jinak dlouhém rameni síly pro výpočet momentu. Vzhledem k tomu, že neznáme skutečnou výšku vozidla, nemůžeme zjistit délku ramena. Použijeme tedy standardní výšku 4,0 m, a tedy rameno délky 2,425 m.

$$M_{stb} = 94,506 \text{ kN} \cdot 0,900 \text{ m} = 85,055 \text{ kNm}$$

$$M_{des} = 34,050 \text{ kN} \cdot 2,425 \text{ m} = 82,571 \text{ kNm}$$

Podmínka stability

$$\gamma_{stb} \cdot M_{stb} \geq \gamma_{des} \cdot M_{des}$$

$$0,95 \cdot 85,055 \text{ kNm} \geq 1,50 \cdot 82,571 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{80,802 \text{ kNm} \not\geq 123,857 \text{ kNm}}$$

→ **Podmínka stability stále nevyhovuje**

I přes snížení účinků větru není konstrukce schopna odolávat bočnímu zatížení, a proto by bylo vhodné ukotvit ložiska a zabránit tak překlopení mostu.

## 6 ZÁVĚR

V rámci této práce byla provedena prohlídka mostního objektu, při které bylo zjištěno několik nedostatků konstrukce. Žádný z nich však nemá zásadní vliv na zatížitelnost konstrukce. Vady mají většinou charakter opotřebení v důsledku běžného užívání mostu. Jedním z takových nedostatků je oslabení protikorozní ochrany ocelových částí konstrukce. A však s ohledem na, přibližně 30letou, životnost protikorozní ochrany a stáří mostu, dá se její stav předpokládat. Další poruchy jsou výluhy pojiva na opěrách. Jediným vážnějším nedostatkem je poloha některých ložisek, která jsou buď mírně posunutá či nedostatečně podlitá.

Z výpočtu zatížitelnosti vyplývá že prvek, který rozhoduje o zatížitelnosti objektu jsou diagonály, namáhané osovými silami, které zajišťují přenos vodorovných a svislých účinků zatížení. Prostřední, nejvíce namáhaná diagonála, z důvodu své štíhlosti není schopná přenášet návrhová zatížení, která na ni působí. Účinek, který nejvíce přispívá k namáhání diagonál je zatížení od železniční dopravy. Tento účinek tvoří zhruba 70 % veškerých přenášených sil. Druhým nejvýznamnějším zatížením je pak vítr.

V závěru, ve výpočtu přechodnosti bylo zjištěno, že most vyhoví pro obě traťové třídy. Výsledky od obou zatěžovacích soustav jsou totožné, protože nápravová zatížení mají stejné hodnoty a most je tak krátký, že se na něm nikdy neprojeví rozdíl mezi soustavou pro C4 a soustavou pro C2. Ty se totiž liší pouze ve vzdálenosti dvounáprava a ani v jednom z případů nedojde k situaci kdy by na mostě bylo více jak dvě nápravy.



K celkovému posouzení tak zbývá už jen ověřit, zda u mostu nehrozí převržení v důsledku působení větru. Při tomto výpočtu však bylo zjištěno, že při použití normových hodnot zatížení, tato situace může nastat a způsobit tak překlopení mostu. Ve snaze prokázat, že most je schopný nadále plnit svoji funkci, v provozu od r. 1973, byly pro další výpočet využity poznatky získané z pokusu ve větrném tunelu. Při pokusu byl model podobného mostu vystaven účinkům větru při různých dopravních zatíženích. I přesto, že výsledky pokusu byly mnohem příznivější než normové zatížení, most nevyhověl při stabilitním výpočtu.

Na základě této práce, umístění mostu a jiných skutečností se dá říct, že při běžném provozu most plní svoji funkci. Avšak v extrémních návrhových případech nesplňuje hned několik podmínek bezpečného používání.



---

**Seznam obrázků:**

Obr. 2.1: Pohled na most zprava.....	9
Obr. 2.2: Pravý kabelový žlab .....	12
Obr. 2.3 Levý kabelový žlab .....	12
Obr. 2.4: Pohled na nosnou konstrukci.....	13
Obr. 2.5: Hlavní nosník (pravý, opěra O 02).....	13
Obr. 2.6: Pevné ložisko na opěře O 01 .....	14
Obr. 2.7: Posuvné ložisko na opěře O 02 .....	14
Obr. 2.8: Pohled na opěru O 02 .....	16
Obr. 2.9 Pohled na opěru O 01 .....	16
Obr. 2.10: Korozní oslabení chodníků.....	17
Obr. 2.11: Nedostatečně zasypané zábradlí.....	17
Obr. 2.12: Poškozená PKO nosné konstrukce (přípoj diagonály).....	17
Obr. 2.13: Průsak voda a výluh pojiva na opěře O 01 .....	18
Obr. 2.14: Obnažená výztuž říms .....	18
Obr. 2.15: Trhlina na levém křídle O 01 .....	19
Obr. 3.1: Výpočetní model - rendrovaný.....	21
Obr. 3.2: Výpočetní model - střednicový .....	21
Obr. 3.3: Hlavní nosník .....	22
Obr. 3.4: Uložení hlavního nosníku .....	23
Obr. 3.5: Příčník .....	23
Obr. 3.6: Příčné ztužidlo.....	24
Obr. 3.7: Celkové uspořádání hlavních nosných prvků.....	24
Obr. 3.8: Uložení mostnice na hlavní nosník .....	24
Obr. 3.9: Schéma podlahových plechů.....	25
Obr. 3.10: Excentricita svislého zatížení.....	26
Obr. 3.11: model LM 71 .....	26
Obr. 3.12: Určení součinitele $c_e$ .....	28
Obr. 3.13: Určení součinitele $c_{fx,0}$ .....	28
Obr. 3.14: Schéma zatížení větrem.....	28
Obr. 3.15: Zatížení vlastní tíhou - hlavní nosné prvky.....	29
Obr. 3.16: Zatížení vlastní tíhou - mostnice a kolejnice.....	29
Obr. 3.17: Zatížení podlahami.....	30
Obr. 3.18: Zatížení "nezatíženým vlakem" .....	30



---

Obr. 3.19: Zatížení rozjezdovými silami .....	31
Obr. 3.20: Zatížení větrem.....	31
Obr. 3.21: Průřez hl. nosníku v poli .....	36
Obr. 3.22: Průřez hl. nosníku nad podporou .....	36
Obr. 3.23: Příčný řez příčnicíkem .....	41
Obr. 3.24: Příčný řez diagonálou.....	45
Obr. 4.1: Základní schéma čtyřnápravového vozu .....	47
Obr. 5.1: Působení větru a vlastní tíhy konstrukce.....	50
Obr. 5.2: Výsledky měření ve větrném tunelu .....	51



---

**Seznam tabulek:**

Tab. 3.1: Dílčí součinitele kombinací hlavního nosníku .....	34
Tab. 3.2: Výpis kombinací pro vnitřní síly a reakce na hlavním nosníku.....	34
Tab. 3.3: Výsledné vnitřní síly od kombinací pro $M_y;max$ .....	35
Tab. 3.4: Výsledné reakce od kombinací pro $V_z;max$ .....	35
Tab. 3.5: Kombinace pro určení zatížitelnosti v ohybu a ve smyku .....	35
Tab. 3.6: Výsledné vnitřní síly od kombinace pro zatížitelnost v ohybu .....	35
Tab. 3.7: Výsledné reakce od kombinace pro zatížitelnost ve smyku.....	35
Tab. 3.8: Dílčí součinitele kombinací příčnicku .....	40
Tab. 3.9: Výpis kombinací pro vnitřní síly na příčnicku .....	40
Tab. 3.10: Výsledné vnitřní síly od kombinací pro gr14.....	40
Tab. 3.11: Výsledné vnitřní síly pro určení zatížitelnosti .....	40
Tab. 3.12: Dílčí součinitele kombinací pro diagonálu.....	44
Tab. 3.13: Výpis kombinací pro vnitřní síly příčnicku .....	44
Tab. 3.14: Výsledné vnitřní síly od kombinací pro gr14.....	44
Tab. 3.15: Výpis vnitřních sil pro určení zatížitelnosti .....	44
Tab. 3.16: Tabulka výsledné zatížitelnosti .....	46
Tab. 4.1: Hodnoty sil pro různé traťové třídy.....	47





---

**Seznam použité literatury a zdrojů:**

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem.
- [4] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Část 2: Zatížení mostů dopravou.
- [5] ČSN EN 1993-1-1 Eurokód: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [6] ČSN EN 1993-1-5 Eurokód: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-5: Obecná pravidla – Boulení stěn.
- [7] ČSN EN 1993-1- Eurokód: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-8: Navrhování styčníků.
- [8] Část 2: Ocelové mosty.
- [9] Novelizace směrnice pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, SŽDC.
- [10] Studnička, J.: Ocelové konstrukce, ČVUT, Praha 2004, s. 144, ISBN 0-01-02942-5.
- [11] Vraný, T. – Wald, F.: Ocelové konstrukce, Tabulky, ČVUT Praha, 2010.
- [12] Eliášová, M. – Sokol, Z.: Ocelové konstrukce, Příklady, ČVUT Praha, 2013.
- [13] Dolejš, J. – Ryjáček, P.: OCELOVÉ MOSTY, Cvičení, ČVUT Praha, 2013.
- [14] Rotter, T. – Studnička, J.: OCELOVÉ KONSTRUKCE 30, Ocelové mosty, pomůcka pro cvičení, ČVUT, Praha 2001, ISBN 0-01-02352-4
- [15] Ryjáček, P.: Pokročilé metody posuzování existujících ocelových mostů na účinky zatížení větrem, brzdných sil a rozjezdových sil, ČVUT, Praha 2016
- [16] Krejčířiková H.: Železniční stavby 2, ČVUT, Praha, 2015.
- [17] Výkresová dokumentace TU 0721 „Pod kolem“ – km 10,090 z roku 1973.



**Použité programy:**

Dlubal RFEM 5.08

Dlubal SHAPE THIN 8.07

AutoCAD 2018

AutoCAD 2016

Microsoft Excel

Microsoft Word