

České vysoké učení technické v Praze

Fakulta stavební
Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí



Prohlídka a přechodnost železničního mostu
„Berounský drncák“

The inspection and load capacity assesment of the
railway bridge „Berounský drncák“

Bakalářská práce

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby
Vedoucí práce: doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

Ngoc Anh Luongová

Praha 2018

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou práci vypracovala samostatně a že jsem uvedla veškeré použité informační zdroje v souladu s Metodickým pokynem o etické přípravě vysokoškolských prací.

V Praze dne 27. května 2018

Poděkování

Tímto bych ráda vyjádřila své velké poděkování vedoucímu bakalářské práce doc. Ing. Pavlu Ryjáčkovi, Ph.D. za cenné rady a připomínky, trpělivé vedení a čas, který mi věnoval při zpracování této práce. Dále patří mé poděkování organizaci SŽDC za poskytnutí archivní dokumentace a zejména za vynaložené úsilí při jejím vyhledávání. Na závěr bych ráda poděkovala své rodině za podporu, kterou mi poskytovala nejen po celou dobu studia, ale i v průběhu mého života.



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Luongová Jméno: Ngoc Anh Osobní číslo: 423059
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 "Berounský drncák"
Název bakalářské práce anglicky: The inspection and load capacity assesment of the railway bridge "Berounský drncák"

Pokyny pro vypracování:

Prohlídka železničního mostu na – TU1712, km 34,763, 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: 20.2.2018 Termín odevzdání bakalářské práce: 27.5.2018

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je 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“.

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Anotace

Předmětem této bakalářské práce je podrobná prohlídka a přepočítání stávajícího železničního mostu v Praze-Zbraslav.

Při podrobné prohlídce byl ověřen skutečný stav mostního objektu. Podle zjištěných skutečností byl vyhodnocen celkový stavební stav nosné konstrukce a spodní stavby.

Pro stanovení zatížitelnosti Z_{LM71} byl vytvořen 3D výpočetní model. Pro rozhodující zatížitelnost byla nakonec vyhodnocena přechodnost..

Klíčová slova

prohlídka mostu, most, železniční, ocelový, nýtovaný, zatížitelnost, přechodnost

Annotation

The subject of this bachelor thesis is comprehensive inspection and recalculation of the existing railway bridge in Praha-Zbraslav.

The bridge inspection was performed in order to capture the real condition of the bridge construction. The classification decision was based on conditions of individual bridge components.

To simulate the behaviour of the bridge and carry out capacity assessment a 3D model was developed. The bridge load capacity analysis and load rating results were used for transience assessment.

Keywords

bridge inspection, bridge, railway, steel, riveted, load capacity, transience

Obsah

1 Úvod	9
2 Protokol o podrobné prohlídce mostu	10
2.1 Identifikační údaje mostu	10
2.2 Celkový popis objektu	11
2.2.1 Základní údaje o stávajícím mostě	12
2.2.2 Popis spodní stavby	12
2.2.3 Popis hlavní nosné konstrukce	13
2.2.4 Popis železničního svršku	15
2.2.5 Popis vybavení mostu	16
2.2.6 Cizí zařízení na mostě	17
2.2.7 Bezpečnostní nátěry a značení na mostě	17
2.2.8 Prostorové uspořádání na objektu a pod ním	18
2.3 Stav a závady jednotlivých částí mostu	18
2.3.1 Spodní stavba	18
2.3.2 Hlavní nosná konstrukce	19
2.3.3 Železniční svršek	20
2.3.4 Mostní vybavení	20
2.3.5 Cizí zařízení na mostě	22
2.3.6 Bezpečnostní nátěry a značení na mostě	22
2.3.7 Území pod mostem a přístupové cesty	22
2.4 Návrh hodnocení stavebního stavu	23
2.4.1 Návrh hodnocení stavebního stavu jednotlivých částí objektu	23
2.4.2 Návrh hodnocení celkového stavebního stavu objektu	23
3 Výpočet zatížitelnosti	24
3.1 Výpočetní model	24
3.1.1 Hlavní nosníky	25
3.1.2 Příčné ztužení	25
3.1.3 Podélné ztužení	25
3.1.4 Kolejnice	25
3.1.5 Uložení hlavních nosníků	25
3.2 Materiály	25
3.2.1 Vlastnosti oceli	25
3.3 Zatížení	26
3.3.1 Zatížení stálá	26
3.3.2 Zatížení proměnná	28
3.3.3 Zatěžovací stavy	34
3.4 Kombinace zatížení	39
3.4.1 Dílčí součinitele zatížení	39
3.4.2 Sestavy zatížení železniční dopravou	40
3.4.3 Kombinace zatížení	40
3.5 Výpočet a posouzení únosnosti a zatížitelnosti	40
3.5.1 Vnitřní síly	41
3.5.2 Hlavní nosník	41
3.5.3 Příčné ztužení mezi nosníky 1 a 2, 3 a 4	45
3.5.4 Příčné ztužení mezi nosníky 2 a 3	47

3.5.5	Diagonála	49
4	Ověření přechodnosti provozního zatížení	52
4.1	Zatížení	52
4.1.1	Dílčí součinitel účinků zatížení kolejovými vozidly	53
4.1.2	Dynamické účinky provozního zatížení	53
4.1.3	Přechodnost pro C2/60	53
5	Stabilita konstrukce	55
5.1	Zatížení	55
5.1.1	Stabilizující zatížení	55
5.1.2	Destabilizující zatížení	55
5.1.3	Součinitele zatížení	55
5.1.4	Posouzení	56
6	Závěr	57

Seznam použitých zkratek

Veličina	Jednotka	Popis
A	(mm ²)	plocha průřezu
a	(mm)	osová vzdálenost příčných výztuh
$A_{v,z}$	(mm ²)	smyková plocha
b	(m)	šířka mostu
$b_{ch,L}$	(m)	šířka levého chodníku
$b_{ch,P}$	(m)	šířka pravého chodníku
C	(–)	součinitel zatížení větrem
c_{dir}	(–)	součinitel směru větru
c_e	(–)	součinitel expozice
$c_{fx,0}$	(–)	součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců
c_{season}	(–)	součinitel ročního období
E	(MPa)	modul pružnosti
f_y	(MPa)	charakteristická mez kluzu
f_u	(MPa)	charakteristická mez pevnosti
F_w	(kN)	síla větru
G	(MPa)	modul pružnosti ve smyku
h_k	(m)	konstrukční výška mostu
h_s	(m)	světslá výška mostu
h_v	(m)	volná výška pod mostem
I_y	(mm ²)	moment setrvačnosti kolem osy y
I_z	(mm ⁴)	moment setrvačnosti kolem osy z
L	(m)	rozpětí mostu
L_{nk}	(m)	délka nosné konstrukce
s_{I400}	(m)	osová vzdálenost hlavních nosníků 1 a 2, 3 a 4
$s_{I400,23}$	(m)	osová vzdálenost hlavních nosníků 2 a 3
$v_{0,b}$	(m s ⁻¹)	výchozí základní rychlost větru
v_b	(m s ⁻¹)	základní rychlost větru
$V_{pl,Rd}$	(kN)	návrhová hodnota plastické únosnosti stěny ve smyku
$W_{el,y}$	(mm ³)	pružný průřezový modul kolem osy y
$W_{el,z}$	(mm ³)	pružný průřezový modul kolem osy z
z	(m)	výška mostu nad terénem
z_0	(m)	parametr drsnosti terénu
z_{min}	(m)	minimální výška
α	(°C)	součinitel tepelné roztažnosti
γ_{M0}	(–)	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro únosnost průřezů třídy 1, 2, 3 a 4
γ_{M1}	(–)	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro únosnost průřezů při posuzování stability
γ_{M2}	(–)	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu pro únosnost oslabeného průřezu v tahu
ν	(–)	Poissonovo číslo
ρ	(kg m ⁻³)	měrná hmotnost

1 Úvod

Tato bakalářská práce se zabývá posudkem železničního mostu v km 34,763 na TÚ 1712 Vrané nad Vltavou-Modřany, někdy též nazývaného Berounský drncák. Cílem této bakalářské práce je přepočítání stávajícího železničního mostu podle předpisu Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů. Podstatnou součástí na statický přepočítání bylo zejména vyhotovení přehledných výkresů stávající mostní konstrukce s využitím původní dokumentace z roku 1957, podrobná prohlídka nosné konstrukce a spodní stavby a vlastní zpracování statického přepočítání (stanovení zatížitelnosti a posouzení přechodnosti mostu).

Smyslem podrobné prohlídky bylo zjištění současného stavu všech částí objektu, rozsah závad a poruch na každé části objektu, jejich fotodokumentace a vyhodnocení za účelem návrhu hodnocení stavebního stavu v protokolu z podrobné prohlídky. Výstupem z podrobné vizuální prohlídky byl Protokol o podrobné prohlídce mostu. Protokol sestává ze čtyř částí. První část se zabývá stručným popisem objektu. Druhá část se věnuje podrobnému popisu včetně železničního svršku, mostního vybavení a souvisejícího okolí objektu. V třetí části protokolu byl proveden zápis současného stavu a nedostatků, které byly zjištěny během podrobné vizuální prohlídky na daném objektu. Zjištěné závady byly posouzeny s ohledem na jejich závažnost, vliv na provozuschopnost dráhy a bezpečnost drážní dopravy ve čtvrté části protokolu. Při hodnocení stavebního stavu jednotlivých částí i celého objektu se vychází z předpisu [7], podle kterého se stavební stav jednotlivých částí i stav objektu jako celku hodnotí stupněm 1, 2 nebo 3. Na základě hodnocení jednotlivých částí objektu byl stanoven celkový stavební stav objektu.

V další části se práce podrobně zabývá výpočetním modelem. Ve statickém programu Dlubal RFEM byla vytvořena hlavní ocelová část mostní konstrukce, na kterou byla aplikována potřebná zatížení. Při přepočítání byl také využit Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, který umožňuje nastavit úroveň spolehlivosti dle stáří mostu. Na základě těchto veličin byly stanoveny hodnoty dílčích součinitelů zatížení a materiálu. Pomocí programu byl stanoven průběh vnitřních sil na konstrukci, které sloužily k posouzení nejvíce namáhaných prvků. Na základě těchto výsledků bylo možné ověřit, zda mostní objekt vyhoví traťové třídě zatížení C2 při návrhové rychlosti 60 km/h. V závěru práce byla ověřena stabilita konstrukce při příčném zatížení větrem.

2 Protokol o podrobné prohlídce mostu

2.1 Identifikační údaje mostu



Obr. 1: Pohled na most zprava

Objekt:	železniční most
Rok výroby:	1957
Katastrální území:	Jarov
Kraj:	Středočeský
Okres:	Praha-západ
Obec:	Hlavní město Praha
Městská část:	Praha-Zbraslav
Traťový úsek:	TÚ 1712 Vrané n/Vltavou (mimo)-Praha Modřany (mimo)
Evidenční km:	km 34,763
Vžitý název mostu:	Berounský drncák
Lokace GPS:	N 49° 57' 19.5" E 14° 23' 44.3"
Překonávaná překážka:	Károvský potok, místní komunikace

2.2 Celkový popis objektu

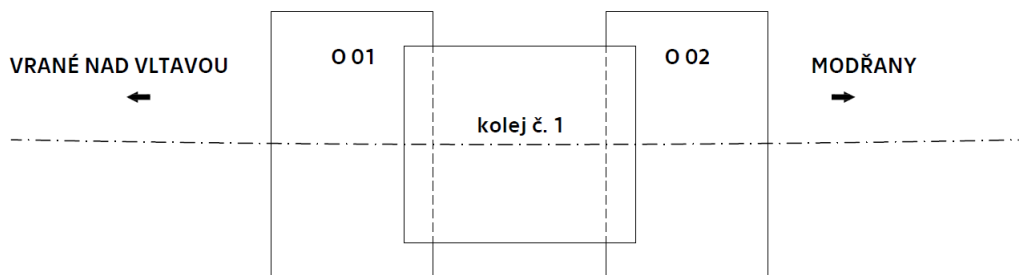
Datum provedení prohlídky: 26. 2. 2018
Počasí v době provádění prohlídky: polojasno až oblačno
Teplota vzduchu: -7°C

Stávající železniční most (obr. 1) je situován v Károvském údolí na trati Vrané nad Vltavou-Modřany. Most se nachází v širé trati a převádí uvedenou jednokolejnou neelektrifikovanou trať přes Károvský potok. Prostor v poli slouží také jako přechod pod tratí, který je napojen na červeně značenou turistickou trasu a zároveň umožňuje přístup do chatové osady vpravo od mostu.

Úhel křížení mostu s překonávanou překážkou je 90° . Trať je v úseku přemostění vedena v přechodnici směrového oblouku $R = 300\text{ m}$ s maximálním převýšením $D = 55\text{ mm}$ (v ose mostu činí převýšení 51 mm). Traťová rychlost v dotčeném úseku je omezena na 60 km/h .

V roce 1957 došlo k přestavbě původních opěr a k výměně nosné konstrukce, které odpovídají dnešnímu stavu. V prvním návrhu byla navržena základová deska, uložená na starých základech mostního objektu. Místo původního návrhu bylo realizováno alternativní řešení základů z prostého betonu. Odbourány byly opěry a základy starého objektu, zatímco základy starých rovnoběžných křídel se ponechaly a odstranilo se pouze nadzákladové zdivo křídel. Ostatní části původního návrhu, zejména ocelová nosná konstrukce, horní části opěr, křídla a úpravy vodoteče nebyly tímto dodatkem dotčeny a zůstaly nezměněny podle původního návrhu. V souvislosti s přestavbou byl uskutečněn i nový nátěr celé mostní konstrukce.

Roku 2002, krátce po povodni, byly zahájeny práce na opravě mostu. Během povodní byly poničeny především nízko položené chaty mezi železniční tratí a pravým břehem řeky Vltavy, voda navíc podemlela dno potoka a přilehlé svahové kužele. Opravné práce spočívaly v přespárování a lokálním přezdění svahových kuželů na levé straně mostu, na opačné straně mostu byly přezděny svahového kužele, včetně základů. Popis konstrukce je uvažován ve směru staničení, to znamená, že opěra O 01 je vranská a opěra O 02 je modřanská (obr. 2).



Obr. 2: Schéma mostního objektu

2.2.1 Základní údaje o stávajícím mostě

Druh nosné konstrukce:	ocelové, nýtované, plnostěnné nosníky
Délka mostu:	8,600 m
Rozpětí mostu:	3,600 m
Délka přemostění:	3,000 m
Délka nosné konstrukce:	4,000 m
Šířka mostu:	2,000 m
Stavební výška:	0,440 m
Konstrukční výška:	0,400 m
Volná výška pod mostem:	3,010 m
Situování objektu	širá trať
Počet mostních otvorů:	1
Počet kolejí na mostě:	1
Traťová třída zatížení	C2/60
Rychlost na mostě/traťová rychlost	60/60 km/h

2.2.2 Popis spodní stavby

Jednotlivé části spodní stavby představují opěry (obr. 3 a 4), které jsou tvořeny úložnými prahy se závěrnými zídkami z betonu C 12/15 (dříve B 170), navazujícím dřikem z betonu C 8/10 (dříve B 135), visutými křídly z betonu C 12/15 (dříve B 170) a římsami z betonu C 16/20 (dříve B 250) po obou stranách kolejí. Hodnoty uvedené v závorkách odpovídají pevnosti betonu v tlaku dle dřívější ČSN 73 2001: 1956. Opěra O 01 je symetrická s opěrou O 02 podle osy pole mostu. Úložné prahy jsou uspořádány se spádováním k lici opěry, na kterých jsou osazeny prefabrikované závěrné zídky. Celá spodní stavba je vyztužena betonářskou ocelí 10372 (výztužná ocel je uvedena též v ČSN 73 2001: 1956).



Obr. 3: Pohled na opěru O 01



Obr. 4: Pohled na opěru O 02

Prostor za opěrami a křídly tvoří kamenná rovnanina z nepravidelného lomového kamene uložená na vyrovnávací vrstvu z cementové malty, zbylý prostor je vyplněn násypem.

Most je založen plošně na písčité základové půdě. Základové bloky jsou skryty pod terénem a provedeny jsou z prostého betonu C 8/10 (dříve B 135).

Odvodnění mostu je zajištěno prostupem ve zdi vlevo a vpravo. Odtud je voda odváděna cementovou odvodňovací trubkou o průměru 100 mm před líc opěry ve sklonu 10 %, kde volně vytéká do vodoteče.

2.2.3 Popis hlavní nosné konstrukce

Hlavní nosná konstrukce (obr. 5) je navržena jako ocelová trémová konstrukce se čtyřmi plnostěnnými nosníky tvaru I. Výška hlavních nosníků je 400 mm. Nosník 1 a 2, 3 a 4 jsou od sebe osově vzdáleny 500 mm, nosníky 2 a 3 jsou vzdáleny 1 000 mm. Vzdálenost hlavních nosníků od závěrné zdi vlevo i vpravo je 40 mm.

Jednotlivé nosníky jsou propojeny příčníky z dvojice profilů U 200, mezi nimiž je vložena ocelová vložka o rozměrech 200 x 266 x 20. Příčníky jsou umístěny ve vzájemné vzdálenosti 600 mm. Přípoje k hlavním nosníkům jsou provedeny pomocí nýtovaných spojů s příložkami ze dvou profilů L 80 x 100 x 10. Příčné výztuhy mezi nosníkem 2 a 3 však tvoří pouze jeden profil U 200, jejichž vzdálenost je 1 200 mm. Ocelová konstrukce je v oblasti nosníků 2 a 3 ztužena vodorovným ztužením z páru úhelníků L 60 x 60 x 8 a k hlavním nosníkům jsou připojeny pomocí úhelníků L 80 x 150 x 10. V místě křížení diagonál je spoj jednotlivých profilů zajištěn styčnickovým plechem, který svým tvarem připomíná nepravidelný šestiúhelník.

Na obou opěrách jsou jednotlivé nosníky uloženy na ocelolitinových ložiskách typu T1, která jsou zapuštěna na úložný práh. Na vranské opěře jsou použita ložiska pevná (obr. 6), na modřanské ložiska posuvná (obr. 7).



Obr. 5: Pohled na nosnou konstrukci zdola



Obr. 6: Pevné ložisko na opěře O 01



Obr. 7: Posuvné ložisko na opěře O 02

2.2.4 Popis železničního svršku

Kolej na stávajícím mostě je provedena bezstykově s normálním rozchodem 1 435 mm. Na příčnickové stoličky je upevněna kolej tvaru 49 E1 (S 49) s rozponovými podkladnicemi T5, která nahradila dříve používanou kolejnici tvaru A. Jedná se o konstrukci s přímým uložením kolejnic (obr. 8) pomocí svěrkových šroubů T5, upevňovacích šroubů průměru 24 mm, klínových podložek a rozponek. Pod podkladnicí je vložena speciální gumová podložka, jejíž rozměry jsou 320 x 160 x 15.



Obr. 8: Přímé upevnění s rozponovou podkladnicí

Před mostem i za mostem je použito pružné bezpodkladnicové upevnění W 14 (obr. 9), u něhož je kolejnice uložena na betonových předepjatých pražcích typu B 03 s pružnými svěrkami Skl 14. Niveleta koleje stoupá ve směru staničení ve sklonu 0,8 ‰.



Obr. 9: Upevnění typu W 14

2.2.5 Popis vybavení mostu

Na vnější nosníky jsou prostřednictvím úhelníků L 80 x 80 x 10 připojeny chodníkové konzoly z profilů L 60 x 60 x 8 se styčnickovými plechy tloušťky 10 mm. Na levé straně mostu se nachází chodník šířky 1 283 mm, na pravé straně činí šířka chodníku 1 183 mm. Chodníkové konzoly jsou překryty rýhovanými plechy o tloušťce 6 mm ve spádu 1 % (obr. 10 a 11), které částečně zabraňují pronikání štěrku na hlavní nosnou konstrukci a spodní stavbu. Mezi vnitřními nosníky je též umístěn rýhovaný plech tloušťky 6 mm (obr. 10 a 11). Podlahy chodníků jsou nesené podélníky z profilů U 65 a L 60 x 60 x 8 uložených na ocelových podložkách.

Na vnější straně chodníků je provedeno ocelové bezvýplňové zábradlí dlouhé 4,000 m, které je spojeno nýty ke konzolovým profilům. Toto zábradlí je dvoumadlové se třemi svislými sloupky z úhelníků L 60 x 60 x 8. Ocelové zábradlí o délce 2,260 m je osazeno i na římsách mostu, které se skládá ze dvou sloupků a dvou madel. Zábradlí mostu (obr. 10 a 11) je ve vzdálenosti 2 300 mm vlevo od osy nosné konstrukce a 2 200 mm vpravo od osy nosné konstrukce. Výška zábradlí měřená od povrchu podlahy je 1 000 mm.



Obr. 10: Pohled ve směru staničení



Obr. 11: Pohled proti směru staničení

2.2.6 Cizí zařízení na mostě

Na obou stranách mostu podél říms se nachází žlab pro uložení kabelových chrániček, který je připevněn k chodníkovým konzolám a křídlům pomocí ocelových držáků (obr. 12).



Obr. 12: Detail uložení žlabu

2.2.7 Bezpečnostní nátěry a značení na mostě

Vnější sloupky zábradlí jsou v obou směrech trati vybaveny bezpečnostními nátěry (obr. 10 a 11).

Pro turisty je na opěrách jak na návodní, tak i povodní straně zakreslena červená turistická značka (obr. 1 a 4). Na opěře O 01 jsou také ryskami vyznačeny výšky hladin povodní z roku 1967 a 2002, které v této oblasti napáchaly velké škody (obr. 13).



Obr. 13: Vyznačené výšky hladin povodní na opěře O 01

2.2.8 Prostorové uspořádání na objektu a pod ním

Na mostě je dodržen volný mostní průřez (dále jen VMP), jehož rozměry odpovídají VMP 2,2. Pod mostem teče Károvský potok. Vzhledem k době prováděné podrobné prohlídky, kdy na území převládaly mrazy, byl potok zamrzlý.

Světlá šířka mostu: 3,000 m
Volná výška pod mostem: 3,010 m

2.3 Stav a závady jednotlivých částí mostu

Charakter zjištěných závad je rozmanitý a bude popsán v následujících odstavcích a obrázcích.

2.3.1 Spodní stavba

Opěra 01

Povrch betonového zdiva je porušený vodorovnými trhlinami s výluhy pojiva, omítka se místy odlupuje. Na úložném prahu opěry O 01 se hromadí štěrk uvolněný z kolejového lože a naplaveniny (listí, větve, nečistoty). Na křídlech nebyly objeveny žádné nedostatky. Vlivem vlhkosti jsou svahové kužele, ale v menší míře i horní část říms, pokryty mechy, travními porosty a také listím. Zejména na levém svahu se silně uchytil popínavý plevel. Výše popsané závady na obr. 3.

Opěra 02

Podobně jako na opěře O 01 je betonová spodní stavba (obr. 4) ovlivněna dlouhodobým zatékáním. Na povrchu jsou zřejmé stopy po zatékání vody na opěru. Průsaky vody jsou zde zřetelnější než na opěře O 01. V omítce jsou viditelné drobné vodorovné trhliny, výraznější trhlinu lze nalézt v úrovni pod vývodem odvodňovací trubky. Odvodňovací trubka ve zdi dřívku opěry O 02 je zanesena štěrkem z kolejového lože. Také na úložný práh se uvolňuje štěrk z kolejového lože, dále je pokryt nečistotami a mechem. Na vrchní straně říms se v malém rozsahu vyskytují mechové či travní porosty, na konci levé římsy je odštíplá část zdiva. Na levé polovině mostu je dřív opěry posprejován černým graffiti. Křídla nejeví známky poškození.



Obr. 14: Odštípnutá část římsy



Obr. 15: Svahové kužele na pravé straně mostu porostlé vegetací

2.3.2 Hlavní nosná konstrukce

Hlavní nosníky

Při vizuální kontrole byla pozornost soustředěna na současný stav protikorozní ochrany (dále jen PKO). Původní nátěry PKO jsou oslabeny, nátěr na hlavních nosnících se loupe a na hlavách nýtů se objevuje koroze. Na pár místech hlavních nosníků nýty dokonce chybí.

Příčné a vodorovné ztužení

Podobně jako na předchozích prvcích nosné konstrukce i na příčnickových stoličkách a ztužidlech dochází k úbytku PKO. V místech přípojů a na hlavách nýtů se odlupuje vrstva nátěru.

Ložiska

Na ložiskách opěr O 01 a O 02 dochází ke korozním úbytkům. Ložiska jsou značně zanesena zapadaným šterkem z kolejového lože a dalšími nečistotami (obr. 16). Konstrukce se při průjezdu vlaku chová klidně.



Obr. 16: Zanesená ložiska na opěře O 01 od šterku z kolejového lože

2.3.3 Železniční svršek

Materiál kolejového lože je v blízkosti opěr uvolněný. Při průjezdu vlaku tak dochází k odlétávání šterku na spodní stavbu a jeho sesunutí podél svahových kuželů.

Na upevňovacích prvcích se vyskytuje povrchová koroze, která nijak nebrání jejich dalšímu využití. Betonové pražce jsou zachovány ve velmi dobrém stavu.

Při zkoumání stavu železničního svršku nebyly odhaleny žádné jiné nedostatky.

2.3.4 Mostní vybavení

Chodníky

Dalšími prvky, které jsou výrazně oslabeny jsou chodníkové konzoly. Rovnoramenné úhelníky, styčnickové plechy a nýty, ze kterých chodník sestává, mají poškozenou PKO. Na jednotlivých prvcích si lze všimnout odlupujících se vrstviček PKO a postupující koroze (obr. 18).

Vnější i vnitřní podlahové plechy mostu jsou mírně zvlhčené. Zároveň jsou pokryty korozí, která se rozšířila především na spodní straně plechů. Na obou koncích podlahy umístěné mezi vnitřními nosníky se dokonce vyskytují praskliny (obr. 17). Odolnost povrchu podlah proti skluzu je dostatečná.



Obr. 17: Praskliny na podlahovém plechu mezi vnitřními nosníky



Obr. 18: Projevy koroze na chodníkových konzolách

Kromě podlah zasáhla koroze též šrouby potřebné pro jejich upevnění. Při prohlídce byl na úložném prahu opěry O 02 nalezen odpadlý šroub, zatímco na některých místech šrouby chybí úplně. Chybějící šrouby byly s největší pravděpodobností odcizeny.



Obr. 19: Chybějící šrouby v podlahách

Zábradlí

Při podrobné prohlídce byly nalezeny drobné vady na zábradlí u říms. Na straně vranské je sloupek levého zábradlí vychýlen přibližně o 200 mm (obr. 21), u zábradlí vpravo došlo k deformaci vrchního madla po celé délce (obr. 20). Na straně modřanské si lze u levého zábradlí povšimnout zahnutého konce horního madla (obr. 20).



Obr. 20: Zdeformovaná madla krajních zábradlí



Obr. 21: Vychýlené zábradlí

2.3.5 Cizí zařízení na mostě

Kabelové žlaby na obou stranách mostu jsou v dobrém stavu. Nebyly zde nalezeny žádné vážné závady. Na pravé straně mostu chybí pouze část ocelového držáku, který slouží k uložení žlabu na chodníkovou konzolu, zbylá část držáku je lehce zvlněná (obr. 22).



Obr. 22: Zvlněná část držáku pro uložení žlabu

2.3.6 Bezpečnostní nátěry a značení na mostě

Bezpečnostní nátěry, značení povodňových hladin a turistické trasy jsou dostatečně viditelné a není nutné provést jejich obnovu.

2.3.7 Území pod mostem a přístupové cesty

Vlivem nízkých teplot byl Károvský potok, tedy i přístupová cesta po levé straně mostu, značně zamrzlý. Nebylo tak možné zjistit, zda se na území pod mostem vyskytuje přirozené dno nebo je dno nějakým způsobem zpevněno, a v jakém stavu se nachází.

2.4 Návrh hodnocení stavebního stavu

2.4.1 Návrh hodnocení stavebního stavu jednotlivých částí objektu

V následujících bodech si lze shrnout nejzávažnější poruchy a stav konstrukce.

Konstrukce K 01: hodnocení stupněm 2

Důvody hodnocení: současný stav PKO

Hodnocení nosných konstrukcí

Na konstrukci jsou patrné projevy stáří. Závady vyplývají zejména z nedostatečné PKO. Stav nosných konstrukcí není natolik vážný, aby byl klasifikován jako nevyhovující, tedy stupněm 3.

Opěra O 01: hodnocení stupněm 2

Důvody hodnocení: trhliny, průsaky vody a výluhy pojiva

Opěra O 02: hodnocení stupněm 2

Důvody hodnocení: trhliny, průsaky vody

Hodnocení spodní stavby

Spodní stavba je zasažena několika poruchami, které však nejsou u betonových konstrukcí nijak neobvyklé. Zdivo opěr je ovlivněno především nepříznivým působením vody na spodní stavbu. Na povrchu tak lze pozorovat zjevné mapy po zatékání, hojně se zde daří i vegetaci. Navzdory všem zmíněným vadám je spodní stavba schopna plnit svou funkci.

2.4.2 Návrh hodnocení celkového stavebního stavu objektu

Nosná konstrukce: K 2

(vyhodnoceno na základě stavebního stavu K 01)

Spodní stavba: S 2

(vyhodnoceno na základě stavebního stavu O 01 a O 02)

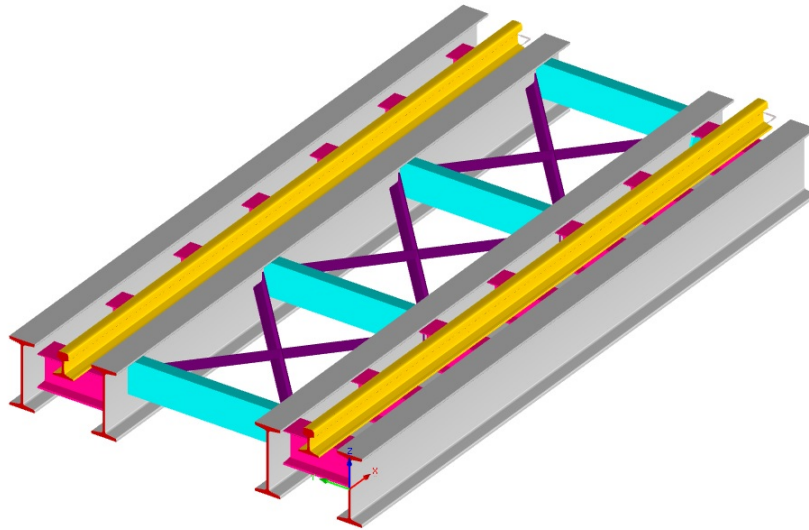
Celkový stavební stav nosné konstrukce a spodní stavby byl klasifikován jako vyhovující. Mostní objekt je schopen plnit svou funkci i nadále. Celkový stav mostu odpovídá jeho stáří, které pokročilo do druhé poloviny návrhové životnosti. Při budoucí rekonstrukci bude nutno provést obnovu PKO, která by mohla mít příznivý vliv na zlepšení celkové životnosti objektu.

3 Výpočet zatížitelnosti

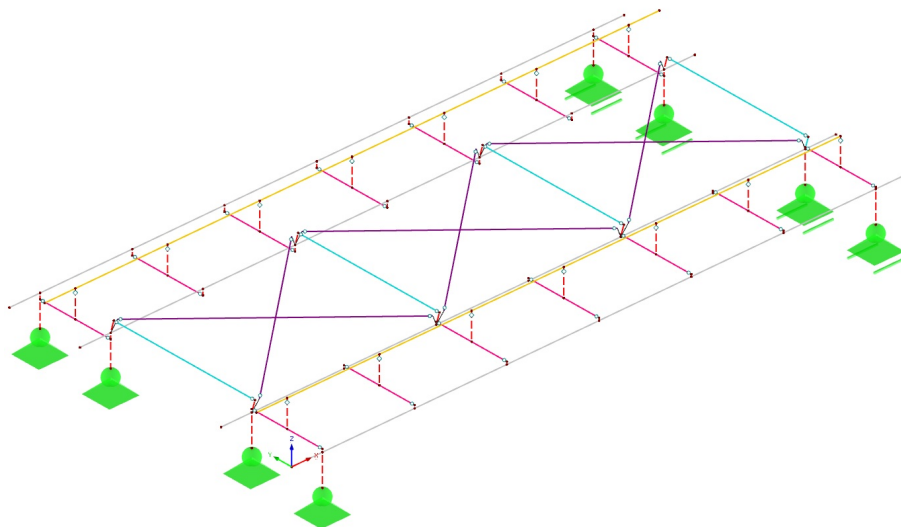
3.1 Výpočetní model

Model nosné konstrukce mostu byl vytvořen v programu Dlubal RFEM. Pro výpočet vnitřních sil byl použit prostorový prutový model, jehož základem jsou hlavní nosníky, prvky příčného a podélného ztužení a kolejnice. Výpočetní model obsahuje řadu vnitřních kloubů a nehmotných tuhých vazeb. Příčné a podélné ztužení, kolejnice a podpory byly k osám hlavních nosníků připojeny s excentricitou dle skutečné polohy jejich těžiště a tím bylo dosaženo správného působení.

Model byl vytvořen podle archivní výkresové dokumentace z roku 1957. Průřezové charakteristiky jednotlivých prvků nosné konstrukce byly vypočteny ve výše zmíněném programu.



Obr. 23: Výpočetní model - rendrovaný



Obr. 24: Výpočetní model - střednicový

3.1.1 Hlavní nosníky

Hlavní nosníky sestávají ze čtyř prutů konstantního průřezu. Vzájemná osová vzdálenost nosníků je naznačena na obr. 24. Rozpětí (vzdálenost podpor) je 3,6 m. Hlavní nosníky přesahují podpory o 200 mm a jejich celková délka je tak 4,0 m.

3.1.2 Příčné ztužení

Mezi hlavní nosníky 1 a 2, 3 a 4 je umístěno 7 příčnickových stoliček, které jsou od sebe vzdáleny 600 mm. Příčná ztužidla mezi vnitřními nosníky jsou ve vzdálenosti 1 200 mm. Jednotlivé pruty jsou k hlavním nosníkům připojeny pomocí kloubů, které umožňují natočení okolo lokální osy Z. Excentricita připojení byla zohledněna pomocí tuhých ramen.

3.1.3 Podélné ztužení

Podélné ztužení tvoří 6 diagonál, které jsou umístěny mezi vnitřními příčníky. Spojení s hlavními nosníky je zajištěno pomocí tuhých ramen délky 58 mm. Klouby na obou koncích prutu umožňují natočení v lokálním souřadném systému okolo osy Y a Z.

3.1.4 Kolejnice

Kolejnice tvaru S 49 jsou tvořeny dvěma spojitými pruty délky 4,0 m. Kolejnice jsou připojeny k příčnickovým stoličkám přes fiktivní pruty tak, aby pata kolejnice ležela na vrchní straně stoliček. Délka tohoto prutu je 173 mm. Na každém fiktivním prutu je v místě připojení kolejnice vymodelován kloub s možným pootočením kolem osy Z. Tuhost upevnění v podélném směru je také zohledněna.

3.1.5 Uložení hlavních nosníků

Pevná ložiska, která se nachází na opěře O 01 jsou modelována jako kloubové podpory. Tyto podpory jsou tuhé ve svislém směru a ve směru X a Y pružné s tuhostí $X = 60 \text{ MN/m}$ a $Y = 14 \text{ MN/m}$. Posuvná ložiska na opěře O 02 tvoří kloubové podpory, které jsou ve svislém směru tuhé, ve směru X volné a ve směru osy Y pružné s tuhostí $Y = 14 \text{ MN/m}$. Zavedením tuhostí se zohlední vůle ložisek. Tuhosti byly zjištěny iteračním postupem.

Pro zajištění skutečného uložení hlavních nosníků, byla ložiska od hlavních nosníků odsazena tuhými rameny délky 400 mm.

3.2 Materiály

3.2.1 Vlastnosti oceli

V archivní dokumentaci nebyly nalezeny údaje o použitém materiálu nosné konstrukce. V podkladech byl však uveden rok provedení mostu. Podle [8], příloha A, tab. A.1 lze pro ocelovou konstrukci z roku 1957 uvažovat ocel S235. Její vlastnosti a dílčí součinitele spolehlivosti materiálu jsou uvedeny v tab. 1. Základní fyzikální vlastnosti oceli se uvažují podle tab. 2.

Tab. 1: Vlastnosti oceli a dílčí součinitele spolehlivosti materiálu [8]

Veličina	Hodntoa	Jednotka
f_y	230	(MPa)
f_u	360	(MPa)
γ_{M0}	1,10	(-)
γ_{M1}	1,20	(-)
γ_{M2}	1,30	(-)

Tab. 2: Základní fyzikální vlastnosti oceli [12]

Veličina	Hodnota	Jednotka
ρ_{steel}	7 850	(kg/m ³)
E	210 000	(MPa)
G	81 000	(MPa)
ν	0,3	(-)
α	$12 \cdot 10^{-6}$	(°C)

3.3 Zatížení

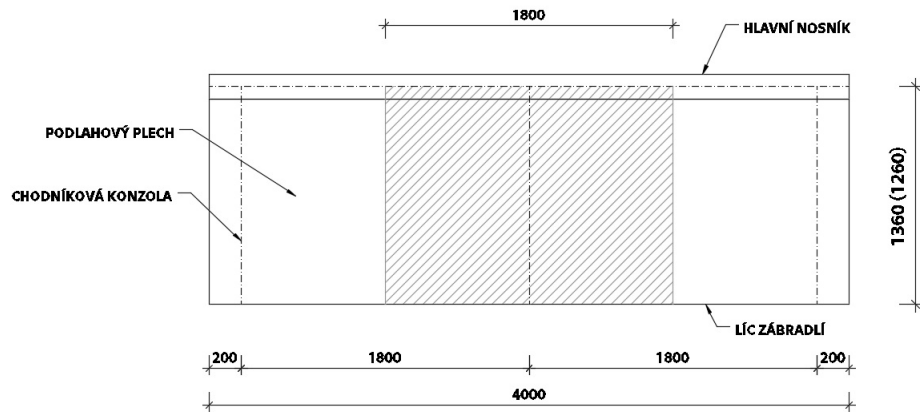
3.3.1 Zatížení stálá

Vlastní tíha

Zatížení vlastní tíhou je generováno automaticky v programu podle zadaných průřezů a materiálů. Pro zjednodušení byly ve výpočetním modelu zanedbány styčnickové plechy, podlahový plech mezi vnitřními nosníky a úhelníky pro přípoj příčníků a diagonál.

Ostatní stálé

Ve výpočetním modelu nebyly zahrnuty chodníkové konzoly. Jejich příspěvek je však nutné také uvažovat. Excentricita celkové tíhy chodníků je v modelu zohledněna osamělými momenty, které působí v místech připojení konzol k hlavním nosníkům. Zatěžovací šířka prostředních konzol je 1,800 m (obr. 25). Změna zatěžovací šířky u krajních konzol není uvažována, jejím zanedbáním je výpočet na straně bezpečnosti. Chodníkové konzoly na obou stranách mostu nejsou symetrické. Výpočet zatížení od chodníků je proto rozdělen pro chodník levý (tab. 3) a pravý (tab. 4).



Obr. 25: Půdorysné schéma chodníku (hodnota v závorce platí pro pravý chodník)

Tab. 3: Zatížení od levého chodníku

Prvek	Počet (ks)	A (mm ²)	Zatěžovací šířka (mm)	γ (kN m ⁻³)	F (kN)
Horní konzola 2 x L 60 x 60 x 8	2	903	1 165	78,50	0,18
Dolní konzola L 60 x 60 x 8	1	903	1 140	78,50	0,09
Podélník U 65	3	903	1 800	78,50	0,38
Podélník L 60 x 60 x 8	3	903	130	78,50	0,03
Podložka 100 x 130 x 5	1	500	130	78,50	0,01
Podložka 100 x 130 x 10	1	1 000	130	78,50	0,01
Rýhovaný plech 1,280 x 1,800 x 6	1	7 680	1 800	78,50	1,09
Sloupek L 60 x 60 x 8	1	903	1 225	78,50	0,09
Madlo L 60 x 60 x 8	2	903	1 800	78,50	0,26
Celkem					2,12

Tab. 4: Zatížení od pravého chodníku

Prvek	Počet (ks)	A (mm ²)	Zatěžovací šířka (mm)	γ (kN m ⁻³)	F (kN)
Horní konzola 2 x L 60 x 60 x 8	2	903	1 165	78,50	0,17
Dolní konzola L 60 x 60 x 8	1	903	1 140	78,50	0,08
Podélník U 65	3	903	1 800	78,50	0,38
Podélník L 60 x 60 x 8	3	903	130	78,50	0,03
Podložka 100 x 130 x 5	1	500	130	78,50	0,01
Podložka 100 x 130 x 10	1	1 000	130	78,50	0,01
Rýhovaný plech 1,280 x 1,800 x 6	1	7 680	1 800	78,50	1,00
Sloupek L 60 x 60 x 8	1	903	1 225	78,50	0,09
Madlo L 60 x 60 x 8	2	903	1 800	78,50	0,26
Celkem					2,01

Charakteristický moment levého chodníku

$$M_{ch,L} = \sum F \cdot e = 2,12 \cdot \frac{0,680}{2} = 1,44 \text{ kNm} \quad (1)$$

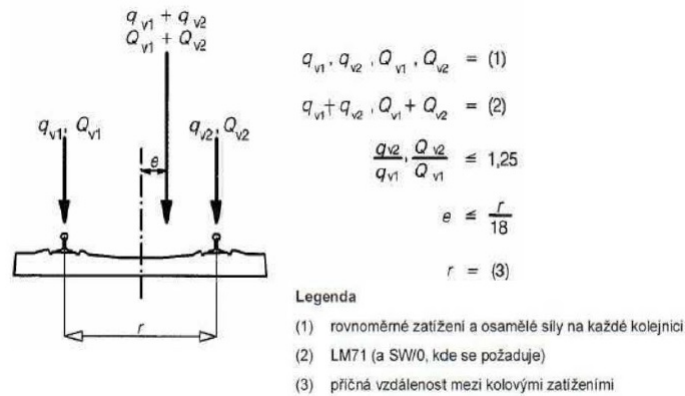
Charakteristický moment pravého chodníku

$$M_{ch,P} = \sum F \cdot e = 2,01 \cdot \frac{0,630}{2} = 1,27 \text{ kNm} \quad (2)$$

3.3.2 Zatížení proměnná

Excentricita zatížení

Podle [3], 4.3.9 svislé síly zatížení kolejovou dopravou působí s excentricitou e uvedenou na obr. 26. Příčná vzdálenost mezi kolovými zatíženími je $r = 1\,500$ mm. Excentricita svislého zatížení je ve výpočtu zohledněna tuhými pruty, na které je umístěno zatížení od železniční dopravy.



Obr. 26: Excentricita svislého zatížení [15]

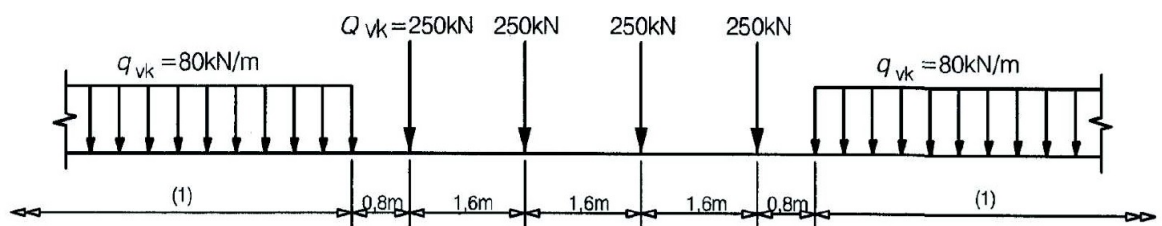
$$e \leq \frac{r}{18} \quad (3)$$

$$e \leq \frac{1500}{18}$$

$$e \leq 83 \text{ mm}$$

Model zatížení LM 71

Stanovení zatížení železniční dopravou na tratích s normálním rozchodem uvádí [3], 6.3.2. Uspořádání zatížení a charakteristické hodnoty svislých zatížení se uvažují podle obr. 27. Zatěžovací vlak se na konstrukci umístí tak, aby vyvolal co nejnepříznivější účinky. Ve výpočetním modelu byl zatěžovací vlak posouván po 1 m jak ve směru, tak i proti směru staničení. Na každou kolejnici je umístěna polovina svislého zatížení od železniční dopravy s excentricitou e (3). Charakteristické hodnoty zatížení uvedené na obr. 27 se přenásobí součinitelem $\alpha = 1,00$.



Obr. 27: Model zatížení 71 a charakteristické hodnoty svislého zatížení [15]

Model zatížení „nezatížený vlak“

Model zatížení „nezatížený vlak“ reprezentuje účinek nezatíženého vlaku. Podle [3], 6.3.4 je „nezatížený vlak“ modelován rovnoměrným svislým zatížením s charakteristickou hodnotou 10 kN/m.

Odstředivé síly

Vliv odstředivé síly na mostní objekt s kolejí v oblouku se stanoví podle [3], 6.5.1. Odstředivé síly působí vodorovně ven z oblouku ve výšce 1,80m nad pojezdným povrchem (temenem kolejnice). Výpočet vychází z maximální rychlosti, na niž byla trať navržena. Jelikož se most nachází v přechodnici (oblouk mění poloměr křivosti), lze zvolit vhodnou střední hodnotu poloměru r . Vztah pro výpočet střední hodnoty poloměru r vychází z rovnice (4) uvedené v [10].

$$A^2 = RL_k = rl \quad (4)$$

Jednoduchou úpravou této rovnice se vyjádří neznámá r

$$r = \frac{RL_k}{l} = \frac{300 \cdot 41,92}{24,34} \doteq 515 \text{ m}$$

kde L_k je délka přechodnice v ose koleje, R je poloměr navazujícího kružnicového oblouku, l je vzdálenost libovolného bodu osy přechodnice od jejího začátku a r je okamžitý poloměr křivosti přechodnice v jejím libovolném bodě (ve vzdálenosti l od jejího začátku).

V přepočtu stávajícího mostního objektu se odstředivá síla uvažuje se součinitelem $\alpha = 1,00$. Charakteristická hodnota odstředivé síly se stanoví z následujících vztahů

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{60^2}{127 \cdot 515} (1 \cdot 250) = 13,76 \text{ kN} \quad (5)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{60V^2}{127 \cdot 515} (1 \cdot 80) = 4,40 \text{ kN/m} \quad (6)$$

kde Q_{tk} a q_{tk} jsou charakteristické hodnoty odstředivých sil, Q_{vk} a q_{vk} jsou charakteristické hodnoty svislých zatížení, f je redukční součinitel stanovený dle tab. 5, V je maximální rychlost v km/hod, g je gravitační zrychlení a r je poloměr zakřivení oblouku.

Tab. 5: Součinitel f pro model zatížení 71 a SW/0 [3]

L_f [m]	Maximální rychlost podle 6.5.1(5) [km/h]				
	≤ 120	160	200	250	≥ 300
$\leq 2,88$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3	1,00	0,99	0,99	0,99	0,98
4	1,00	0,96	0,93	0,90	0,88
5	1,00	0,93	0,89	0,84	0,81
6	1,00	0,92	0,86	0,80	0,75
7	1,00	0,90	0,83	0,77	0,71
8	1,00	0,89	0,81	0,74	0,68
9	1,00	0,88	0,80	0,72	0,65
10	1,00	0,87	0,78	0,70	0,63
12	1,00	0,86	0,76	0,67	0,59
15	1,00	0,85	0,74	0,63	0,55
20	1,00	0,83	0,71	0,60	0,50
30	1,00	0,81	0,68	0,55	0,45
40	1,00	0,80	0,66	0,52	0,41
50	1,00	0,79	0,65	0,50	0,39
60	1,00	0,79	0,64	0,49	0,37
70	1,00	0,78	0,63	0,48	0,36
80	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
90	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
100	1,00	0,77	0,61	0,46	0,35
≥ 150	1,00	0,76	0,60	0,44	0,35

Boční ráz

Boční ráz je podle [3], 6.5.2 stanoven charakteristickou hodnotou $Q_{sk} = 100$ kN a uvažuje se jako osamělá síla působící vodorovně v úrovni temene kolejnic, kolmo na osu koleje. Na každé kolejnici působí polovina této hodnoty a uvažuje se se součinitelem $\alpha = 1,00$.

Rozjezdové a brzdné síly

Rozjezdové a brzdné síly působí v úrovni temene kolejnic v podélném směru koleje. Musí být uvažovány jako rovnoměrně spojitě zatížení rozložené podél příčinnující délky $L_{a,b}$ účinků rozjezdu a brzdění pro uvažovaný nosný prvek. Podle [3], 6.5.3 se charakteristické hodnoty rozjezdových sil Q_{lak} a brzdných sil Q_{lbk} násobí součinitelem $\alpha = 1,00$ a pro model zatížení 71 se uvažují jako

$$Q_{lak} = 33L_{a,b} \leq 1\,000 \text{ kN} \quad (7)$$

$$Q_{lak} = 33 \cdot 3,600 \leq 1\,000 \text{ kN}$$

$$Q_{lak} = 118,80 \leq 1\,000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 20L_{a,b} \leq 6\,000 \text{ kN} \quad (8)$$

$$Q_{lbk} = 20 \cdot 3,600 \leq 6\,000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 72,00 \leq 6\,000 \text{ kN}$$

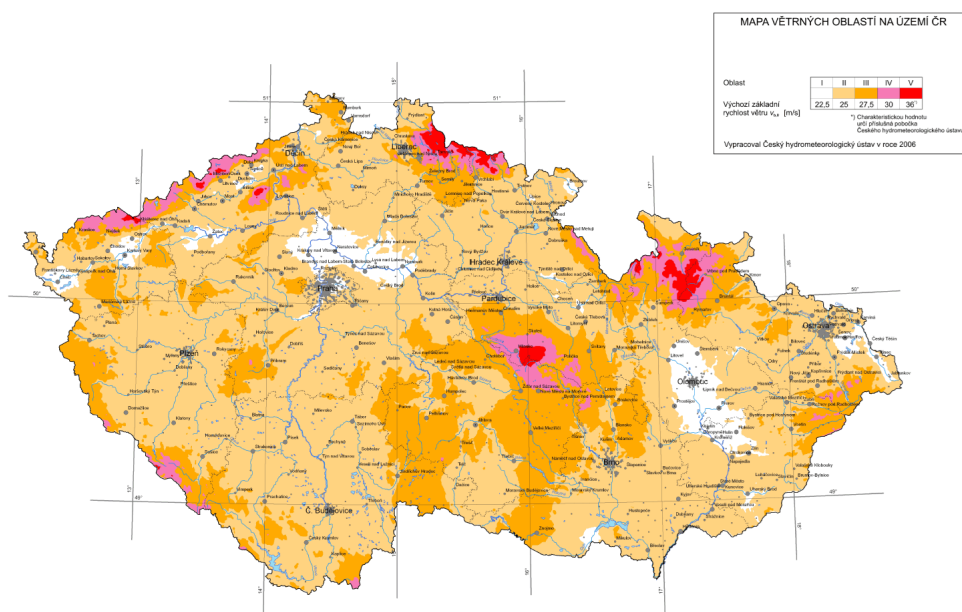
Zatížení větrem

Hodnoty zatížení větrem se v přepočtech mostních objektů uvažují podle [2]. Oblast, ve které se most nachází, je podle obr. 6 zařazena do kategorie terénu III.

Tab. 6: Kategorie terénu a jejich parametry [15]

Kategorie terénu	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 moře a přímořské oblasti	0,003	1
I jezera nebo plochá krajina bez překážek	0,01	1
II oblasti s nízkou vegetací, jako je tráva nebo izolované překážky (stromy, budovy)	0,05	2
III oblasti rovnoměrně pokryté vegetací, budovami nebo překážkami (vesnice, lesy)	0,3	5
IV alespoň 15% povrchu je pokryto budovami o průměrné výšce přes 15 m.	1	10

Dále je určena výchozí základní rychlost větru. Mapa větrných oblastí s výchozími základními rychlostmi $v_{b,0}$ je pro území České Republiky znázorněna na obr. 28.



Obr. 28: Mapa větrných oblastí ČR [15]

Povětrnostní podmínky oblasti jsou vyjádřeny základní rychlostí větru v_b , která je dána vztahem

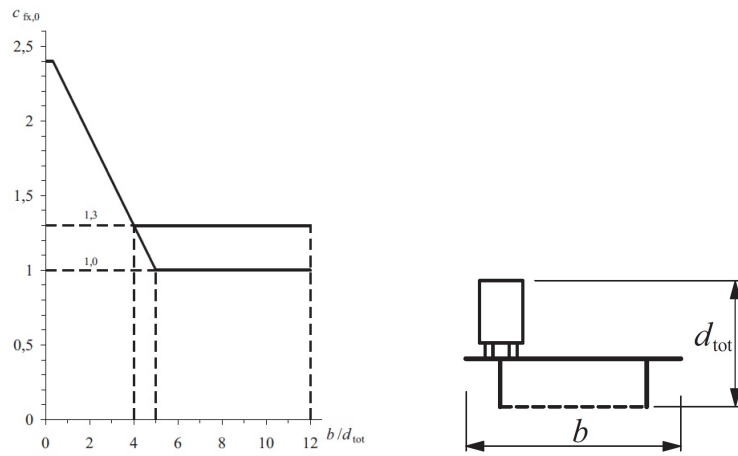
$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25,0 = 25,0 \text{ m/s} \quad (9)$$

kde c_{dir} je součinitel směru větru a c_{season} součinitel ročního období.

Při zatížení větrem železničních mostů se za výšky vagonů považuje výška 4 m od temene kolejnic. Stavební výška mostu h_s a šířka mostu včetně chodníků b jsou uvedeny v příčném řezu. Součinitel síly $c_{fx,0}$ se stanoví dle poměru b/d_{dot} pomocí obr. 29, kde

$$d_{dot} = h_s + 4,000 = 0,440 + 4,000 = 4,440 \text{ m} \quad (10)$$

$$b/d_{dot} = 4,620/4,440 = 1,04 \text{ m} \quad (11)$$

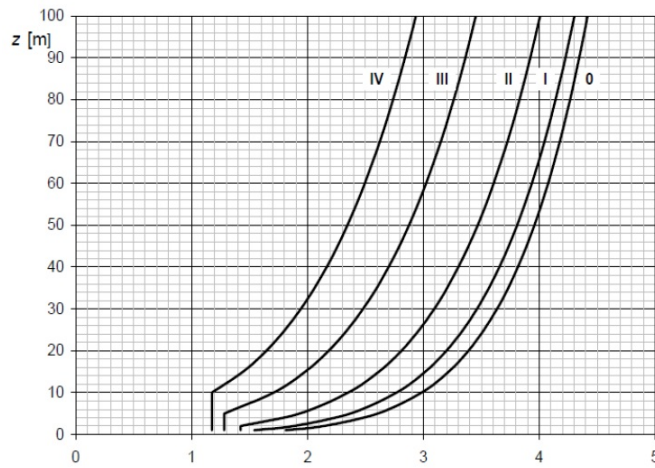


Obr. 29: Stanovení součinitele síly $c_{fx,0}$ v závislosti na b/d_{dot} [11]

Součinitel síly C je pak

$$C = c_e c_{fx,0} = 1,3 \cdot 2,2 = 2,86 \quad (12)$$

kde hodnotu součinitele expozice c_e lze přímo odečíst z obr. 30 na základě výšky mostu nad terénem z a kategorie terénu.



Obr. 30: Stanovení parametru c_e [11]

Zatížení větrem

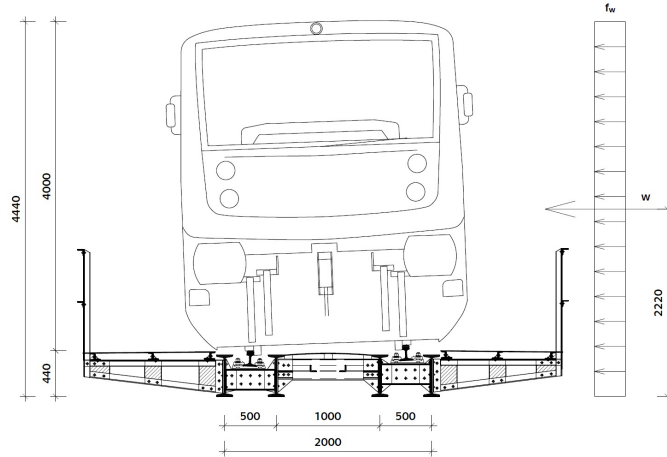
$$f_w = 0,5 \rho v_b^2 C = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 60^2 \cdot 2,86 = 1,12 \text{ kN/m}^2 \quad (13)$$

Spojité zatížení větrem po délce mostu

$$w = f_w d_{dot} = 1,12 \cdot 4,440 = 4,96 \text{ kN/m} \quad (14)$$

Přetížení/odlehčení vnějšího nosníku větrem

$$f = \frac{w \frac{d_{tot}}{2}}{s_{I400} + s_{I400,23} + s_{I400}} = \frac{4,96 \cdot \frac{4,440}{2}}{0,500 + 1\,000 + 0,500} = 5,51 \text{ kN/m} \quad (15)$$

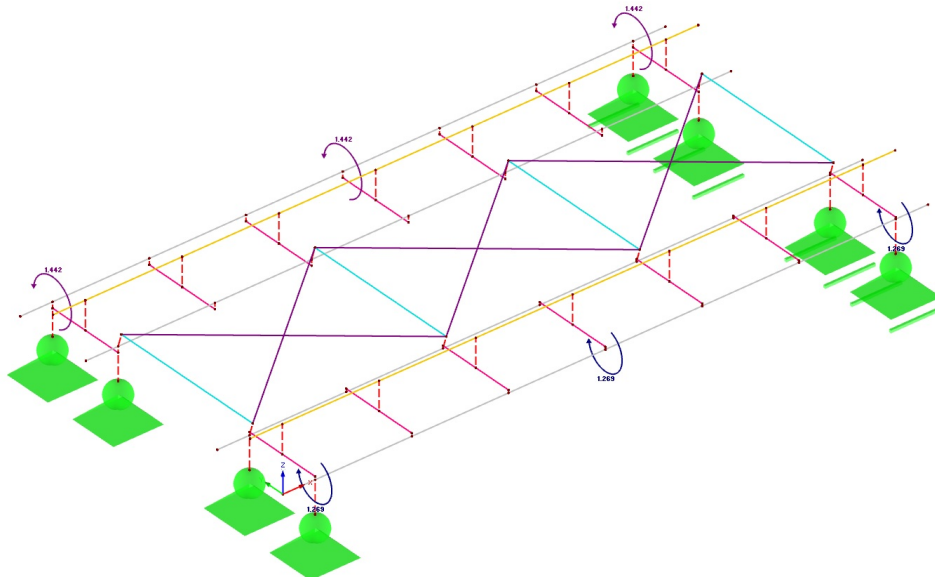


Obr. 31: Schéma zatížení větrem

3.3.3 Zatěžovací stavy

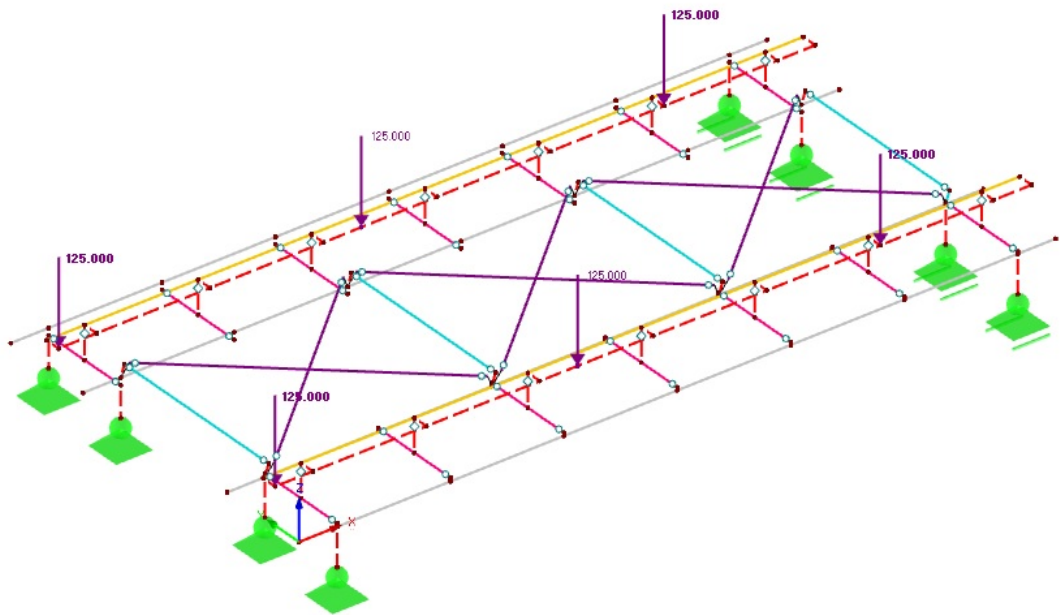
Na následujících obrázcích jsou znázorněna jednotlivá zatížení. Uvedené hodnoty zatížení jsou charakteristické.

Ostatní stálé



Obr. 32: Zatížení chodníky

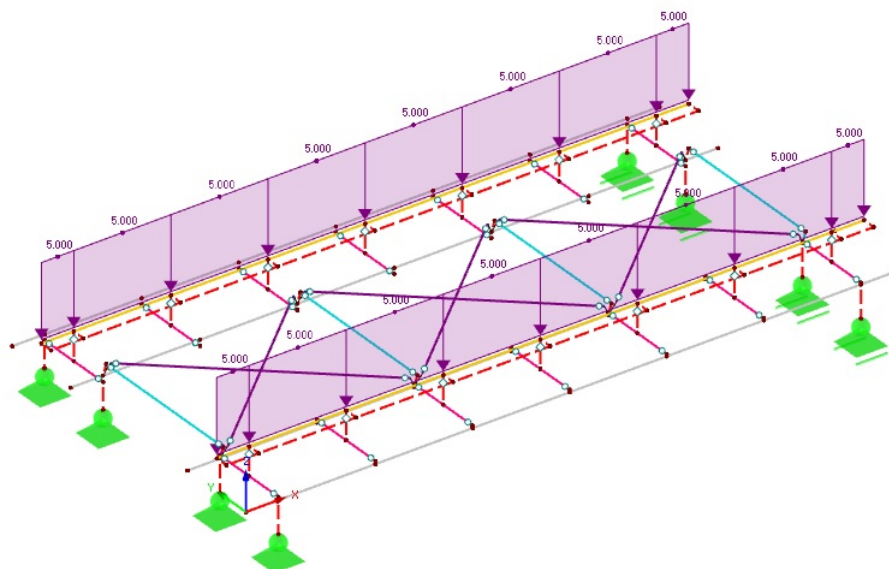
Model LM 71



Obr. 33: Zatížení železniční dopravou

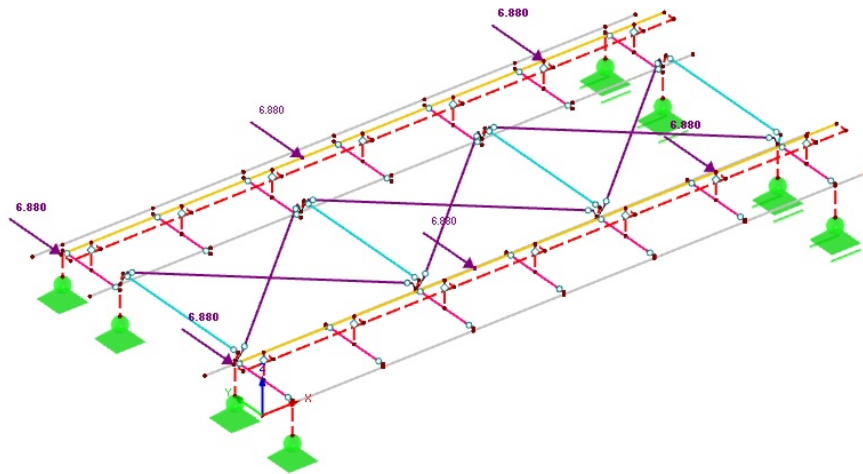
LM_11	LM_12
LM_21	LM_22
LM_31	LM_32
LM_41	LM_42

Model „Nezatížený vlak“



Obr. 34: Zatížení „nezatíženým vlakem“

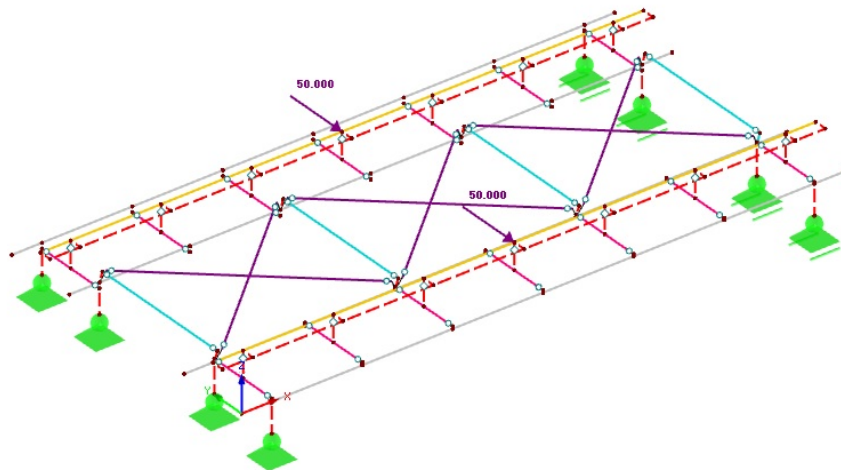
Odstředivé síly



Obr. 35: Zatížení odstředivými silami

Odstředivé síly_1
Odstředivé síly_2
Odstředivé síly_3

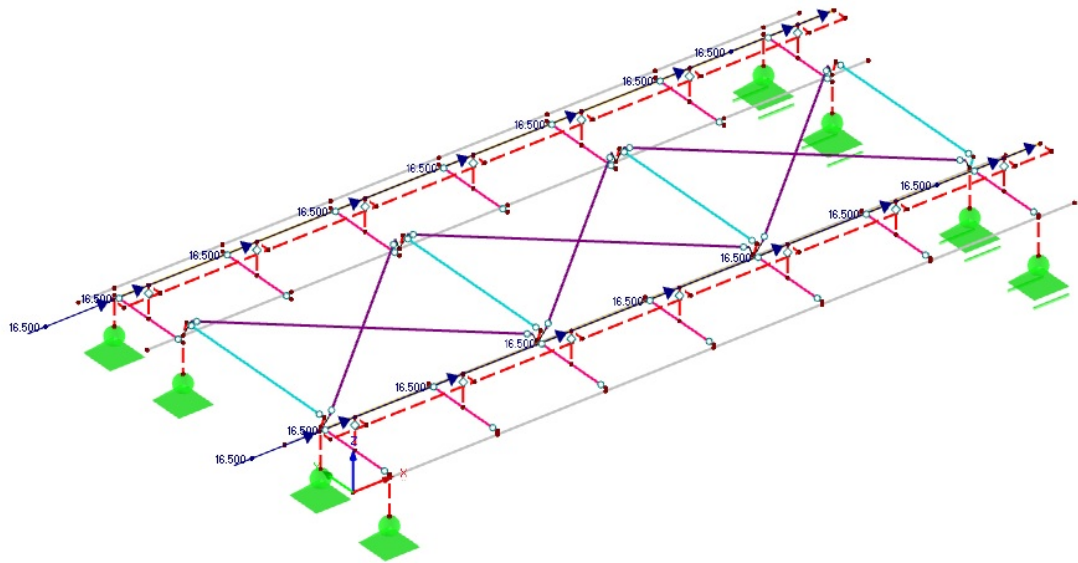
Boční ráz



Obr. 36: Zatížení bočním rázem

Boční ráz - zleva_1	Boční ráz - zprava_1
Boční ráz - zleva_2	Boční ráz - zprava_2
Boční ráz - zleva_3	Boční ráz - zprava_3
Boční ráz - zleva_4	Boční ráz - zprava_4
Boční ráz - zleva_5	Boční ráz - zprava_5

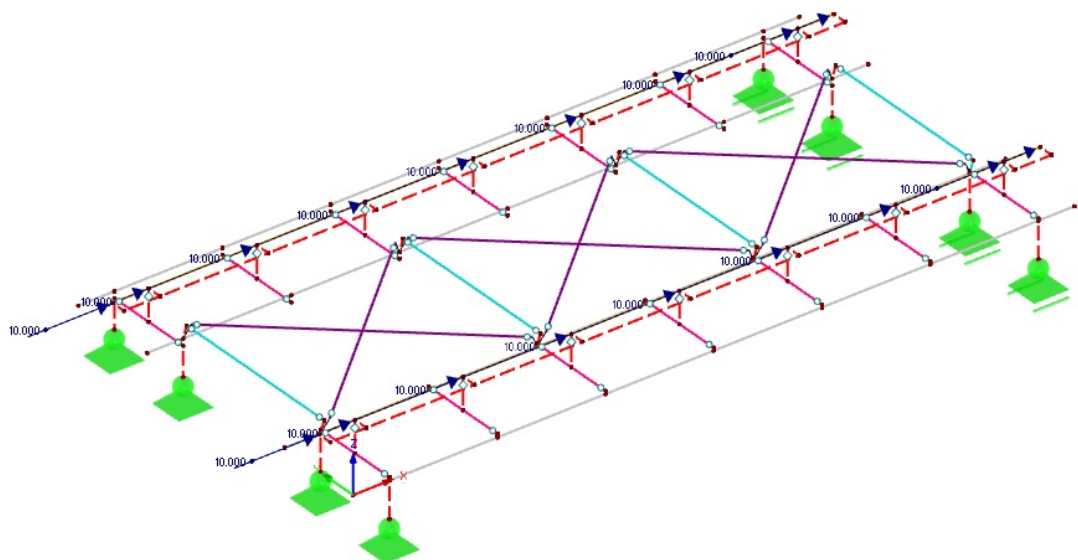
Rozjezdové síly



Obr. 37: Zatížení rozjezdovými silami

Rozjezdové síly_1
Rozjezdové síly_2

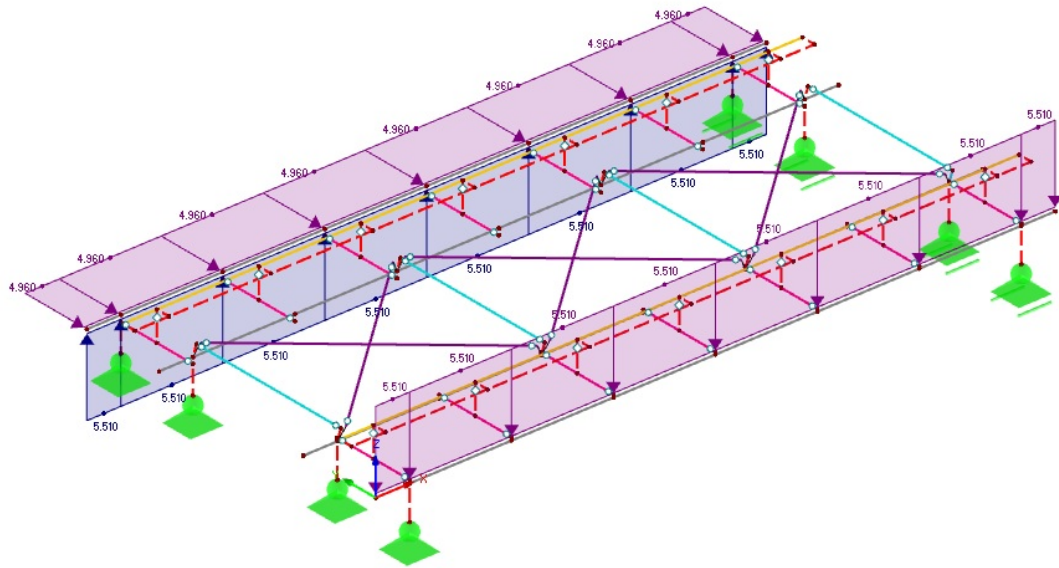
Brzdné síly



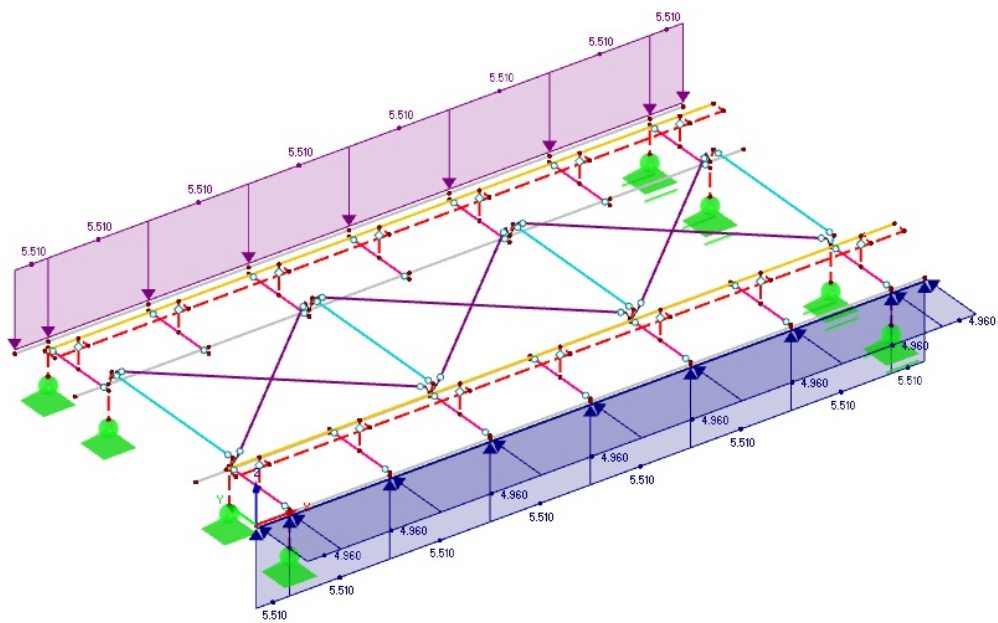
Obr. 38: Zatížení brzdými silami

Brzdné síly_1
Brzdné síly_2

Zatížení větrem



Obr. 39: Zatížení větrem zleva



Obr. 40: Zatížení větrem zprava

Vítr - zleva
Vítr - zprava

3.4 Kombinace zatížení

3.4.1 Dílčí součinitele zatížení

Stálé zatížení

V závislosti na stáří mostu byl dle [8], 4.3.6 stanoven dílčí součinitel spolehlivosti účinků stálého zatížení $\gamma_G = 1,25$.

Zatížení železniční dopravou

Dle [8], 4.3.13 se hodnota součinitele $\gamma_{Q,LM71}$ pro nosné prvky stávajících mostních objektů starší než 30 let uvažuje jako $\gamma_{Q,LM71} = 1,30$.

Dynamický součinitel

Dynamické účinky pohyblivého svislého zatížení železniční dopravou se zohlední dynamickým součinitelem Φ . Pro standardně udržovanou kolej se podle [3], 6.4.5.3 určí následujícím způsobem

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad (16)$$

kde L_Φ (délka příslušející k Φ) je „náhradní“ délka, která se určí podle [3], tab. 6.2. Náhradní délky jednotlivých nosných prvků mostu jsou uvedeny v tab. 7. Hodnoty dynamického součinitele se musí zároveň pohybovat v rozmezí $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$.

Tab. 7: Náhradní délky L_Φ

Prvek	L_Φ (m)	Popis
Hlavní nosník	3,600	rozpětí ve směru hlavních nosníků
Příčné ztužení	3,600	rozpětí ve směru hlavních nosníků
Vodorovné ztužení	3,600	rozpětí ve směru hlavních nosníků

Dynamický součinitel pro hlavní nosník, příčné a vodorovné ztužení

$$1,00 \leq \frac{2,16}{\sqrt{3,600} - 0,2} + 0,73 \leq 2,00$$

$$1,00 \leq 2,00 \leq 2,00$$

Odstředivá síla

Odstředivá síla se nenásobí dynamickým součinitelem a vždy se musí kombinovat se svislým zatížením dopravou. Dílčí součinitel účinků zatížení odstředivou silou $\gamma_{Q,LM71}$ se uvažuje podle [8], 4.3.13 jako $\gamma_{Q,LM71} = 1,30$.

Boční ráz

Zatížení bočním rázem se vždy kombinuje se svislým proměnným zatížením od železniční dopravy. Dílčí součinitel γ_{Q_s} účinků zatížení bočním rázem se uvažuje podle [8], 4.3.13 hodnotou 1,30. Dynamický součinitel se u tohoto zatížení neuvažuje.

Rozjezdové a brzdné síly

Rozjezdové a brzdné síly musí být kombinovány se svislým zatížením železniční dopravy. Dílčí součinitel účinků zatížení rozjezdovými a brzdnými silami $\gamma_{Q,ab}$ se uvažuje podle [8], 4.3.13 jako $\gamma_{Q,ab} = 1,30$. Charakteristické hodnoty rozjezdových a brzdných sil se nesmí násobit dynamickým součinitelem.

Zatížení větrem

Podle [8], 4.3.30 dílčí součinitel účinků zatížení větrem pro mostní objekt starší než 30 let odpovídá hodnotě $\gamma_Q = 1,35$. Zatížení větrem se uvažuje zároveň se železniční dopravou.

3.4.2 Sestavy zatížení železniční dopravou

Jednotlivá proměnná zatížení železniční dopravou, reprezentovaná modelem zatížení 71, včetně zatížení odstředivou silou, bočním rázem, rozjezdovými a brzdnými silami se v přepočtu považují za skupinové vícesložkové zatížení železniční dopravou s pravidly tvoření skupin podle [3], tab. 6.11.

3.4.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení, které se vyskytují současně se zatížením železniční dopravou se v přepočtu stávajícího mostního objektu stanoví podle [1], A2.2.4. Součinitele ψ kombinačních hodnot proměnných zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace se určí z tabulky A2.3 v [1].

Při výběru kombinačních pravidel z hlediska mezních stavů únosnosti se upřednostňuje méně příznivá kombinace z (6.10a) nebo (6.10b) podle [1].

V tab. 8 jsou uvedeny veškeré uvažované součinitele.

Tab. 8: Dílčí součinitele zatížení a součinitele kombinací

Sestava	Stálé zatížení					Model LM 71		Odstř. síla	Boční ráz	Rozjezd/brzdění	Vítr	
	ξ	γ_G	α	γ_Q	ψ_0	sk.	Φ_3	sk.	sk.	sk.	γ_Q	ψ_0
gr 11/13												
6.10a	-	1,25	1	1,3	0,8	1	2,0	0,5	0,5	1	1,35	0,75
6.10b	0,85	1,25	1	1,30	-	1	2,0	0,5	0,5	1	1,35	0,75
gr 12/14												
6.10a	-	1,25	1	1,3	0,8	1	2,0	1	1	0,5	1,35	0,75
6.10b	0,85	1,25	1	1,3	-	1	2,0	1	1	0,5	1,35	0,75

3.5 Výpočet a posouzení únosnosti a zatížitelnosti

Výpočet zatížitelnosti vychází z [4, 8] a bude proveden pomocí programu Microsoft Excel. Podle [8], 4.7.6 budou účinky zatížení rozděleny na část vyvolanou modelem zatížení 71 a část, která je vyvolaná ostatním zatížením působícím současně se svislým zatížením od železniční dopravy. Zatížitelnost Z_{LM71} jednotlivých prvků nosné

konstrukce se stanoví dle obecného vztahu

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed} \quad (17)$$

kde R_d je návrhová hodnota únosnosti prvku mostního objektu, $E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou včetně dynamických vlivů a $\sum_{i=1}^{n-1}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se zatížením železniční dopravou.

3.5.1 Vnitřní síly

Tab. 9: Přehled vnitřních sil

	$N_{LM71,Ed}$ (kN)	$N_{rs,Ed}$ (kN)	$V_{z,LM71}$ (kN)	$V_{z,rs,Ed}$ (kN)	$M_{y,LM71}$ (kNm)	$M_{y,rs,Ed}$ (kNm)
Hlavní nosník	21,22	21,06	139,25	19,30	148,4	13,77
Příčné ztužení 2 x U 200	6,13	55,95	125,56	76,86	31,17	15,85
Příčné ztužení U 200	11,04	3,16	3,20	7,76	3,68	4,07
Vodorovné ztužení	13,64	4,66	-	-	-	-

3.5.2 Hlavní nosník

Tab. 10: Přehled vnitřních sil

		N (kN)	V (kN)	M (kNm)
gr11	6.10a	21,21	139,25	148,40
	6.10b	47,85	221,50	199,27
gr12	6.10a	30,58	183,50	162,22
	6.10b	38,05	226,50	200,66

Tab. 11: Průřezové charakteristiky hlavního nosníku

Třída		Jednotka
A	11 800	(mm ²)
$A_{v,z}$	6 037	(mm ²)
I_y	292 100 000	(mm ⁴)
I_z	11 600 000	(mm ⁴)
$W_{el,y}$	1 460 000	(mm ³)
$W_{el,z}$	149 000	(mm ³)

Zatřídění stojiny

Klasifikace průřezu byla provedena dle [5], tab. 5.2.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (18)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{230}} = 1,01$$

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon \quad (19)$$

$$\frac{322,9}{14,4} \leq 72 \cdot 1,01$$

$$22,42 \leq 72,78$$

Stojina vyhovuje třídě 1, výpočet však bude proveden pružně.

Tah

Tahová únosnost

Tahová únosnost je popsána v [5]

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (20)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{11\,800 \cdot 230 \cdot 10^{-3}}{1,10} = 2\,467,27 \text{ kN}$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{N_{t,Rd} - N_{rs,Rd}}{N_{LM71}} \quad (21)$$

$$Z_{LM71} = \frac{2467,27 -}{21,22} = 115,28$$

Smyk

Vliv boulení ve smyku

Únosnost boulení ve smyku je popsána v [6], 5.1. Hlavní nosník je uvažován jako vyztužený. Únosnost při boulení od účinků smyku je třeba posoudit u vyztužených stojin se štíhlostí

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad (22)$$

kde pro ocel S 235 platí vztah

$$\eta = 1,2 \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}} = 1,2 \cdot \frac{1,10}{1,20} = 1,10 \quad (23)$$

Pokud

$$\frac{a}{h_w} \geq 1 \quad (24)$$

$$\frac{600}{322,9} \geq 1$$

$$1,86 \geq 1$$

kde a je osová vzdálenost příčných výztuh, pak se součinitel kritického napětí k_τ určí z výrazu

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 5,34 + 4,00 \left(\frac{322,9}{600} \right)^2 = 6,50 \quad (25)$$

Štíhlost vyztužené stojiny je podle vztahu (22)

$$\frac{322,9}{14,4} \geq \frac{31}{1,10} \cdot 1,01 \cdot \sqrt{6,50}$$

$$22,42 \not\geq 72,62$$

Pro hlavní nosník nebude vliv boulení ve smyku uvažován.

Únosnost ve smyku

$$V_{pl,Rd} = A_{v,z} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (26)$$

$$V_{pl,Rd} = 6\,037 \cdot \frac{230 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 728,79 \text{ kN}$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{V_{pl,Rd} - V_{rs,Rd}}{V_{LM71}} = \frac{728,79 - 19,30}{139,25} = 5,10 \quad (27)$$

Kombinace osové síly, posouvající síly a ohybového momentu

Podmínka malého smyku

$$\eta_3 = \frac{221,50}{728,79} \leq 0,5 \quad (28)$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{728,79} \leq 0,5$$

$$X \leq 0,5$$

Vyhovuje, jedná se o malý smyk

Účinky od modelu LM 71

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (29)$$

$$M_{y,Rd} = \frac{1\,460\,000 \cdot 230 \cdot 10^{-6}}{1,10} = 305,27 \quad (30)$$

$$\eta_{1,LM71} = \frac{N_{LM71,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,LM71,rs,Ed}}{M_{y,Rd}} \quad (31)$$

$$\eta_{1,LM71} = \frac{21,22}{2\,467,27} + \frac{148,40}{305,27} = 0,49$$

Účinky od ostatních zatížení

$$\eta_{1,rs} = \frac{N_{rs,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,rs,Ed}}{M_{y,Rd}} \quad (32)$$

$$\eta_{1,rs} = \frac{21,06}{2\,467,27} + \frac{13,77}{305,27} = 0,05$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{1,rs}}{\eta_{1,LM71}} \quad (33)$$

$$Z_{LM71} = \frac{1 - 0,05}{0,49} = 1,91 \quad (34)$$

Ověření podmínky malého smyku

$$V_{Ed} = Z_{LM71} V_{LM71,Ed} + V_{rs,Ed} \quad (35)$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (36)$$

$$\eta_3 = \frac{285,67}{728,79} \leq 0,5$$

$$0,39 \leq 0,5$$

Podmínka je splněna, výsledná zatížitelnost je $Z_{LM71} = 0,39$.

3.5.3 Příčné ztužení mezi nosníky 1 a 2, 3 a 4

Tab. 12: Vnitřní síly od kombinací pro sestavu g14

		N (kN)	V (kN)	M (kNm)
gr14	6.10a	50,83	189,87	41,18
	6.10b	63,61	233,81	51,37

Průřezové charakteristiky

Tab. 13: Průřezové charakteristiky příčného ztužení

Třída		Jednotka
A	6 440	(mm ²)
$A_{v,z}$	2 942,3	(mm ²)
i_y	77,0	(mm)
i_z	29,4	(mm)
I_y	38 200 000	(mm ⁴)
I_z	5 561 820	(mm ⁴)
$W_{el,y}$	382 000	(mm ³)
$W_{el,z}$	74 157,7	(mm ³)

Klasifikace průřezu byla provedena dle [5], tab. 5.2.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{230}} = 1,01 \quad (37)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{230}} = 1,01$$

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon \quad (38)$$

$$\frac{177,0}{8,5} \leq 72 \cdot 1,01$$

$$22,42 \leq 72,78$$

Přestože stojina vyhovuje třídě 1, bude výpočet proveden pružně.

Tah

Tahová únosnost

Tahová únosnost je popsána v [5]

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6\,440 \cdot 230 \cdot 10^{-3}}{1,10} = 1346,55 \text{ kN} \quad (39)$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{N_{t,Rd} - N_{rs,Rd}}{N_{LM71}} \quad (40)$$

$$Z_{LM71} = \frac{1346,55 \text{ kN} - 55,95}{6,13} = 10,11$$

Smyk

Vliv boulení ve smyku

Únosnost boulení ve smyku je popsána v [6], 5.1.

Prvek je uvažován jako nevyztužený. Únosnost při boulení od účinků smyku je tedy třeba posoudit u nevyztužených stojin se štíhlostí

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (41)$$

kde pro ocel S 235 platí vztah

$$\eta = 1,2 \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}} = 1,2 \cdot \frac{1,10}{1,20} = 1,10 \quad (42)$$

Štíhlost vyztužené stojiny je podle vztahu (41)

$$\frac{177,0}{8,5} \geq \frac{72}{1,10} \cdot 1,01$$

$$20,82 \not\geq 66,16$$

Vliv boulení ve smyku nebude uvažován.

Únosnost ve smyku

$$V_{pl,Rd} = A_{v,z} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 2942,3 \cdot \frac{230 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 355,19 \quad (43)$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{V_{pl,Rd} - V_{rs,Rd}}{V_{LM71}} = \frac{355,19 - 76,86}{125,56} = 2,22 \quad (44)$$

Kombinace osově síly, posouvající síly a ohybového momentu

Podmínka malého smyku

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (45)$$

$$\eta_3 = \frac{11,76}{355,19} \leq 0,5$$

$$0,06 \leq 0,5$$

Účinky od modelu LM 71

$$\eta_{1,LM71} = \frac{N_{LM71,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,LM71,rs,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{11,04}{673,23} + \frac{3,68}{39,94} = 0,40 \quad (46)$$

Účinky od ostatních zatížení

$$\eta_{1,rs} = \frac{N_{rs,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,rs,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{11,04}{673,23} + \frac{3,68}{39,94} = 0,24 \quad (47)$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{1,rs}}{\eta_{1,LM71}} = \frac{1 - 0,24}{0,40} = 1,92 \quad (48)$$

Ověření podmínky malého smyku

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{728,79} \leq 0,5 \quad (49)$$

$$X, X \leq 0,5$$

3.5.4 Příčné ztužení mezi nosníky 2 a 3

Tab. 14: Vnitřní síly od kombinací pro sestavu g14

		N (kN)	V (kN)	M (kNm)
gr14	6.10a	11,66	9,59	7,02
	6.10b	14,69	11,76	4,78

Tab. 15: Průřezové charakteristiky příčného ztužení

Třída		Jednotka
A	3 220	(mm ²)
A _{v,z}	1 725	(mm ²)
i _y	77,0	(mm)
i _z	21,4	(mm)
I _y	19 100 000	(mm ⁴)
I _z	1 480 000	(mm ⁴)
W _{el,y}	191 000	(mm ³)
W _{el,z}	26 958,1	(mm ³)

Tah

Tahová únosnost

Tahová únosnost je popsána v [5]

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6\,440 \cdot 230 \cdot 10^{-3}}{1,10} = 1346,55 \text{ kN} \quad (50)$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{N_{t,Rd} - N_{rs,Rd}}{N_{LM71}} = \frac{1346,55 \text{ kN} - X,X}{X,X} = X,X \quad (51)$$

Smyk

Vliv boulení ve smyku

Únosnost boulení ve smyku je popsána v [6], 5.1.

Prvek je uvažován jako nevyztužený. Únosnost při boulení od účinků smyku je tedy třeba posoudit u nevyztužených stojin se štíhlostí

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (52)$$

kde pro ocel S 235 platí vztah

$$\eta = 1,2 \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}} = 1,2 \cdot \frac{1,10}{1,20} = 1,10 \quad (53)$$

Štíhlost vyztužené stojiny je podle vztahu (52)

$$\frac{177,0}{8,5} \geq \frac{72}{1,10} \cdot 1,01$$

$$20,82 \not\geq 66,16$$

Vliv boulení ve smyku nebude uvažován.

Únosnost ve smyku

$$V_{pl,Rd} = A_{v,z} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 2942,3 \cdot \frac{230 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1,10} = 355,19 \quad (54)$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{V_{pl,Rd} - V_{rs,Rd}}{V_{LM71}} = \frac{728,79 - X,X}{X,X} = X,X \quad (55)$$

Kombinace osově síly, posouvající síly a ohybového momentu

Návrhové únosnosti posuzovaného průřezu

$$N_{Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6440 \cdot 230 \cdot 10^{-3}}{1,10} = 1339,81 \text{ kN} \quad (56)$$

$$M_{yb,Rd} = \chi_z \frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 0,995 \frac{\cdot 230}{1,10} = X,X \text{ kNm} \quad (57)$$

$$M_{yb,Rd} = \chi_z \frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 0,995 \frac{\cdot 230}{1,10} = X,X \text{ kNm} \quad (58)$$

Podmínka malého smyku

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (59)$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{355,19} \leq 0,5$$

$$X \leq 0,5$$

Účinky od modelu LM 71

$$\eta_{1,LM71} = \frac{N_{LM71,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,LM71,rs,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{X,X}{X,X} + \frac{X,X}{X,X} = \quad (60)$$

Účinky od ostatních zatížení

$$\eta_{1,rs} = \frac{N_{rs,Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,rs,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{X,X}{X,X} + \frac{X,X}{X,X} = \quad (61)$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{1,rs}}{\eta_{1,LM71}} = \frac{1 - X,X}{X,X} = X,X \quad (62)$$

Ověření podmínky malého smyku

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{728,79} \leq 0,5 \quad (63)$$

$$X,X \leq 0,5$$

Podmínka je splněna, výsledná zatížitelnost je $Z_{LM71} = X,X$.

3.5.5 Diagonála

Zatřídění průřezu

Klasifikace průřezu byla provedena dle [5], tab. 5.2.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{230}} = 1,01 \quad (64)$$

$$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon \quad (65)$$

$$\frac{60}{8} \leq 15 \cdot 1,01$$

$$7,5 \leq 15,16$$

Průřez vyhovuje třídě 3.

Průřezové charakteristiky

Tab. 16: Průřezové charakteristiky příčného ztužení

Třída		Jednotka
A	903	(mm ²)
i_y	11,6	(mm)
i_z	22,6	(mm)
I_y	121 100	(mm ⁴)
I_z	461 900	(mm ⁴)

Vzpěrná únosnost

Uvažované vzpěrné délky $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 1\,562$ mm odpovídají délce diagonály.

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210 \cdot 10^3}{230}} = 94,93 \quad (66)$$

Vybočení v rovině

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \quad (67)$$

$$\lambda_y = \frac{1\,562}{11,6} = 134,66$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad (68)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{134,66}{94,93} = 1,42$$

Vybočení z roviny

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{1\,562}{22,6} = 69,12 \quad (69)$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{69,12}{94,93} = 0,728 \quad (70)$$

Dle [12], tab. 5.4 je pro úhelníky uvažována křivka vzpěrnosti b. Dle [12], tab. 5.5 odpovídá součinitel vzpěrnosti $\chi_y = 0,374$ a $\chi_z = 0,767$

Návrhová vzpěrná únosnost tlačného prutu

$$N_{b,Rd} = \chi_y \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (71)$$

$$N_{b,Rd} = 0,374 \cdot \frac{903 \cdot 230 \cdot 10^{-3}}{1,10} = 70,62 \text{ kN}$$

Posouzení únosnosti

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

$$21,78 \leq 70,62 \text{ kN}$$

Zatížitelnost

$$Z_{LM71} = \frac{N_{b,Rd} - N_{rs,Rd}}{N_{LM71}} \quad (72)$$

$$Z_{LM71} = \frac{70,62 - 4,66}{13,64} = 4,83$$

4 Ověření přechodnosti provozního zatížení

Přechodnost provozního zatížení přes posuzovaný most je povolena, jestliže všechny jeho prvky splňují následující podmínku

$$Z_{LM71} \geq \psi \lambda_{LM71} \quad (73)$$

kde ψ je součinitel dynamické redukce daný vztahem

$$\psi = \phi_{Ti} / \Phi_i \quad (74)$$

a λ_{LM71} je účinnost provozního zatížení vyjádřená výrazem

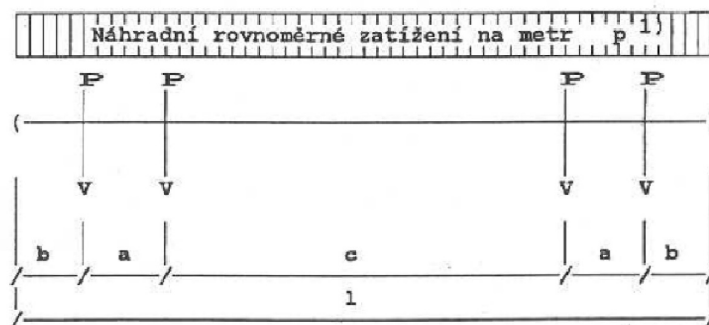
$$\lambda_{LM71} = E_{t,Ed} / E_{LM71,Ed} \quad (75)$$

kde ϕ_{Ti} je dynamický součinitel ϕ_{T1} nebo ϕ_{T2} podle [8], 5.2 pro provozní zatížení, Φ_i je dynamický součinitel (16) pro model zatížení 71, $E_{t,Ed}$ návrhová hodnota statického účinku ověřovaného provozního zatížení specifikovaného v posuzovaném místě prvku mostního objektu, $E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota statického účinku modelu zatížení 71 v posuzovaném místě prvku mostního objektu a Z_{LM71} rozhodující zatížitelnost ve stejném místě posuzovaného prvku mostního objektu.

Prvek, jehož zatížitelnost rozhoduje o přechodnosti je hlavní nosník 4. Podle [9] je trať klasifikována do TTZ C2 při rychlosti 60 km/h, a proto bude ověřena přechodnost pro tuto třídu.

4.1 Zatížení

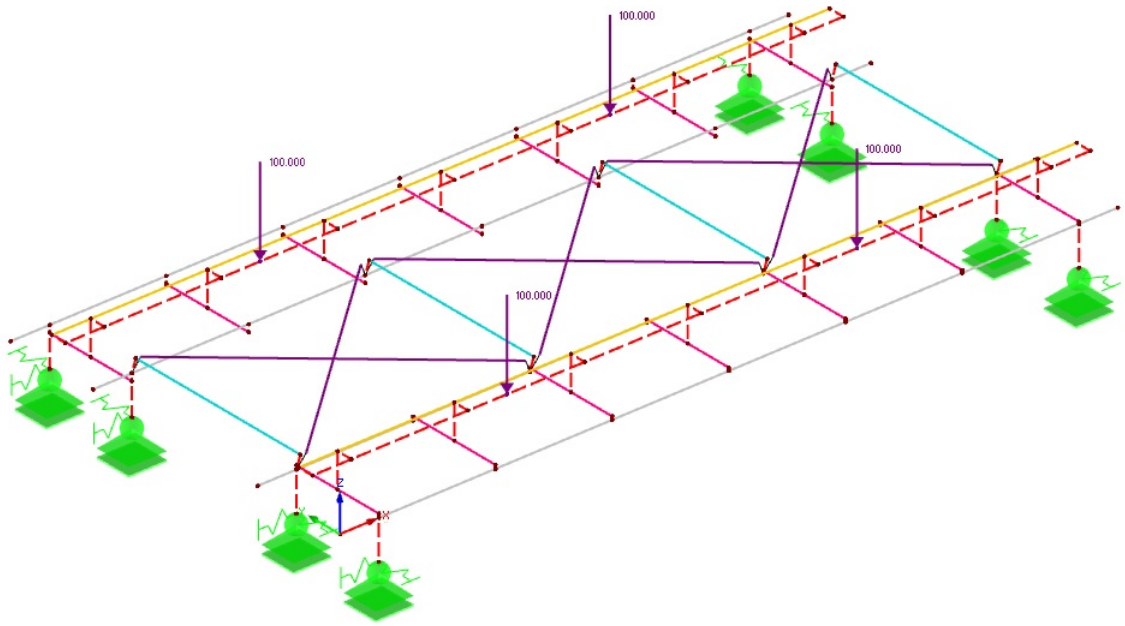
Pro ověření přechodnosti byl výpočtový model zatížen sestavou podle obr. 41. Hodnoty sil a vzdálenost jednotlivých náprav pro třídu C2 jsou uvažovány dle tab. 17.



Obr. 41: Základní schéma čtyřnápravového vozu

Tab. 17: Hodnoty sil a vzdálenost náprav pro traťovou třídu C2

Třída	P (kN)	p (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)	l (m)
C2	200	64	1,80	1,50	5,90	12,50



Obr. 42: Zatížení od provozního zatížení

TTZ - C2/60 - 1
TTZ - C2/60 - 2
TTZ - C2/60 - 3
TTZ - C2/60 - 4

4.1.1 Dílčí součinitel účinků zatížení kolejovými vozidly

Podle [8], 5.1.8 budou návrhové hodnoty statických účinků $E_{T,Ed}$ provozního zatížení stanoveny pomocí dílčích součinitelů účinků provozního zatížení γ_T . Pro traťové třídy zatížení je doporučeno $\gamma_T = 1,30$.

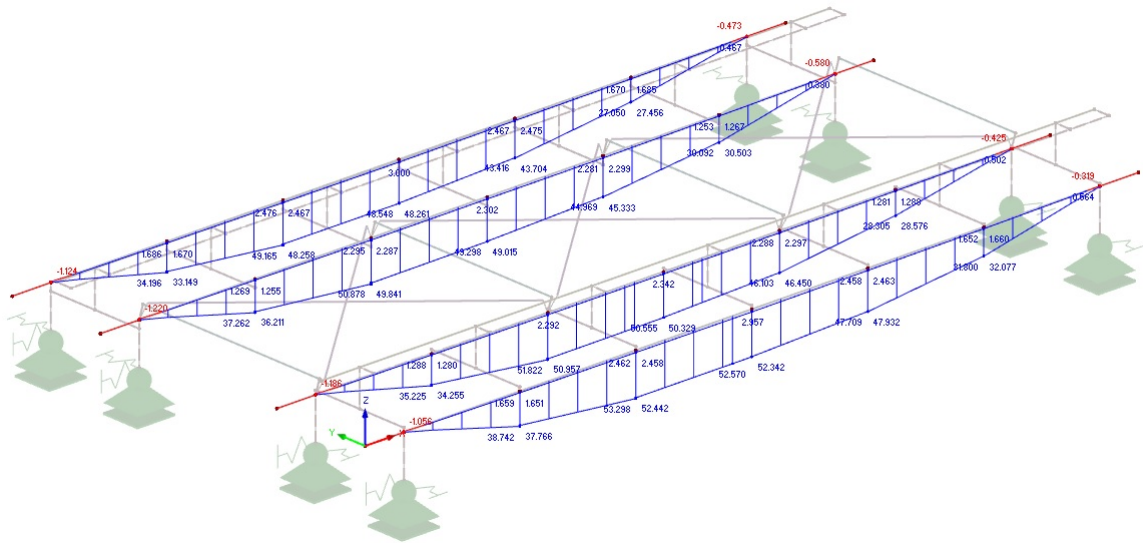
4.1.2 Dynamické účinky provozního zatížení

Při ověřování přechodnosti se dynamické účinky provozního zatížení zohlední pomocí dynamických součinitelů ϕ_{T1} a ϕ_{T2} . V závislosti na rychlosti provozního zatížení v km/hod a náhradní délce L_ϕ se hodnoty dynamických součinitelů stanoví podle [8], 5.2.5, tab. 3 a tab. 4.

Pro rychlost $V = 60$ km/h a náhradní délku $L_\phi = 3,6$ m odpovídají hodnoty dynamických součinitelů $\phi_{T1} = 1,68$ a $\phi_{T2} = 1,37$.

4.1.3 Přechodnost pro C2/60

Hodnoty vnitřních sil jsou uvedeny v návrhových hodnotách.



Obr. 43: Vykreslení vnitřních sil

Součinitel dynamické redukce se vyjádří podle (74)

$$\psi = \frac{1,37}{2,0} = 1,839$$

Účinnost provozního zatížení vychází z (75)

$$\lambda_{LM71} = \frac{52,34}{148,40} = 0,353$$

Nakonec se ověří podmínka dle vztahu (73)

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

$$1,91 \geq 1,839 \cdot 0,353$$

$$1,91 \geq 0,296$$

Podmínka je splněna, konstrukce vyhoví na stávající třídu C2 při rychlosti $V = 60 \text{ km/h}$.

5 Stabilita konstrukce

Pro ověření stability konstrukce při příčném zatížení větrem musí být splněna podmínka rovnováhy

$$\gamma_{stb}M_{stb} \geq \gamma_{dst}M_{dst} \quad (76)$$

kde γ_{stb} je součinitel zatížení se stabilizujícími účinky, M_{stb} je moment stabilizující polohu konstrukce, γ_{dst} je součinitel zatížení s destabilizujícími účinky a M_{dst} je klopící moment.

5.1 Zatížení

5.1.1 Stabilizující zatížení

Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce se vyjádří z celkové hmotnosti konstrukce, která se vynásobí tíhovým zrychlením $g = 10 \text{ m s}^{-2}$. Hmotnost konstrukce byla zjištěna z výpočetního modelu.

$$G_{nk,stb} = mg = 2\,396,7 \cdot 10 \cdot 10^{-3} = 23,97 \text{ kN} \quad (77)$$

Ostatní stálé

Do stabilizujících účinků je třeba zahrnout i tíhu od chodníků, které nejsou součástí modelu. Zatížení chodníků je převzato z tab. 3 a 4.

Nezatížený vlak

Charakteristická hodnota zatížení je

$$Q_{nv,stb} = 10L_{nk} = 10 \cdot 4,000 = 40,00 \text{ kN} \quad (78)$$

5.1.2 Destabilizující zatížení

Zatížení větrem

Destabilizující zatížení je zastoupeno větrem

$$Q_{w,dst} = wL_{nk} = 4,96 \cdot 4,000 = 19,84 \text{ kN} \quad (79)$$

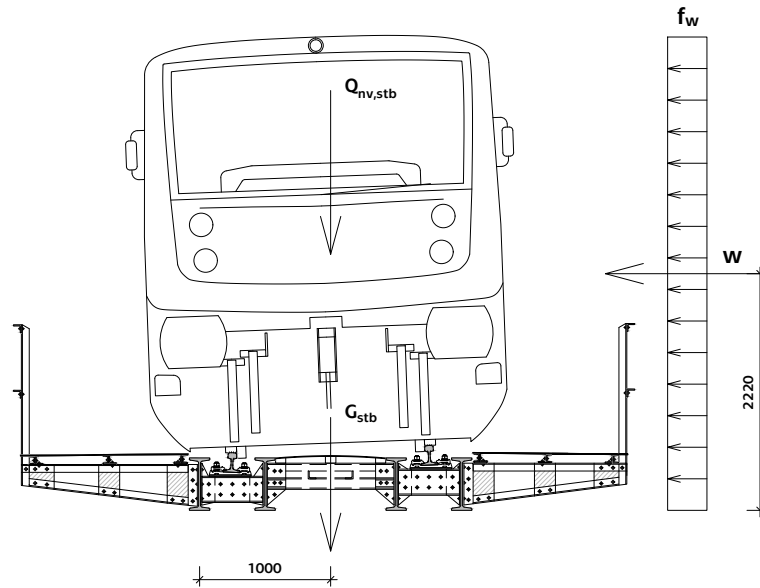
kde w je spojitě zatížení větrem v délce mostu vyjádřené v (14) a L_{nk} je délka nosné konstrukce.

5.1.3 Součinitele zatížení

Pro účinky stabilizujícího zatížení se uvažuje součinitel zatížení $\gamma_{stb} = 0,95$.

Pro účinky destabilizujícího zatížení se předpokládá součinitel zatížení $\gamma_{dst} = 1,05$.

5.1.4 Posouzení



Obr. 44: Působení stabilizujícího a destabilizujícího zatížení

Stabilizující moment

$$M_{stb} = (G_{nk,stab} + G_{ch,stab}) r_{nk} + Q_{nv,stab} r_{nv} \quad (80)$$

$$M_{stb} = (23,97 + 2,12 + 2,01) \cdot 1,000 + 40,00 \cdot 1,000$$

$$M_{stb} = 68,10 \text{ kNm}$$

Destabilizující moment

$$M_{dst} = Q_{w,dst} r_w = 19,44 \cdot 2,220 = 44,05 \text{ kNm} \quad (81)$$

Podmínka stability

Podmínka stability dle vztahu (76)

$$\gamma_{stb} M_{stb} \geq \gamma_{dst} M_{dst}$$

$$0,95 \cdot 68,10 \geq 1,05 \cdot 44,05$$

$$64,70 \geq 46,25 \text{ kNm}$$

Podmínka stability vyhovuje.

6 Závěr

Z prohlídky mostu vyplynulo několik nedostatků, které jsou však dlouhodobějšího charakteru. Uváží-li se však stáří mostu, nejsou zjištěné vady nijak neobvyklé. Vady se týkají především oslabené protikorozi ochrany a současného stavu spodní stavby, především zdivo opěr je negativně ovlivněno působením vody. Celkový stavební stav byl vyhodnocen jako dobrý, neboť závady na mostní konstrukci nejsou natolik rozsáhlé, aby omezovaly provozuschopnost dráhy a bezpečnost drážní dopravy.

Z přepočtu zatížitelnosti bylo zjištěno, že nejslabším prvkem mostu je krajní nosník číslo 4, u něhož byla výpočtem stanovena zatížitelnost $Z_{LM71} = 1,91$. Výsledek zatížitelnosti posloužil k ověření přechodnosti provozního zatížení.

Seznam obrázků

1	Pohled na most zprava	10
2	Schéma mostního objektu	11
3	Pohled na opěru O 01	12
4	Pohled na opěru O 02	13
5	Pohled na nosnou konstrukci zdola	14
6	Pevné ložisko na opěře O 01	14
7	Posuvné ložisko na opěře O 02	15
8	Přímé upevnění s rozponovou podkladnicí	15
9	Upevnění typu W 14	16
10	Pohled ve směru staničení	16
11	Pohled proti směru staničení	17
12	Detail uložení žlabu	17
13	Vyznačené výšky hladin povodní na opěře O 01	18
14	Odštípnutá část římsy	19
15	Svahové kužele na pravé straně mostu porostlé vegetací	19
16	Zanesená ložiska na opěře O 01 od šterku z kolejového lože	20
17	Praskliny na podlahovém plechu mezi vnitřními nosníky	20
18	Projevy koroze na chodníkových konzolách	21
19	Chybějící šrouby v podlahách	21
20	Zdeformovaná madla krajních zábradlí	21
21	Vychýlené zábradlí	22
22	Zvlněná část držáku pro uložení žlabu	22
23	Výpočetní model - rendrovaný	24
24	Výpočetní model - střednicový	24
25	Půdorysné schéma chodníku (hodnota v závorce platí pro pravý chodník)	27
26	Excentricita svislého zatížení [15]	29
27	Model zatížení 71 a charakteristické hodnoty svislého zatížení [15]	29
28	Mapa větrných oblastí ČR [15]	32
29	Stanovení součinitele síly $c_{fx,0}$ v závislosti na b/d_{dot} [11]	33
30	Stanovení parametru c_e [11]	33
31	Schéma zatížení větrem	34
32	Zatížení chodníky	34
33	Zatížení železniční dopravou	35
34	Zatížení „nezatíženým vlakem“	35
35	Zatížení odstředivými silami	36
36	Zatížení bočním rázem	36
37	Zatížení rozjezdovými silami	37
38	Zatížení brzdnými silami	37
39	Zatížení větrem zleva	38
40	Zatížení větrem zprava	38
41	Základní schéma čtyřnápravového vozu	52
42	Zatížení od provozního zatížení	53
43	Vykreslení vnitřních sil	54
44	Působení stabilizujícího a destabilizujícího zatížení	56

Seznam tabulek

1	Vlastnosti oceli a dílčí součinitele spolehlivosti materiálu [8]	26
2	Základní fyzikální vlastnosti oceli [12]	26
3	Zatížení od levého chodníku	27
4	Zatížení od pravého chodníku	28
5	Součinitel f pro model zatížení 71 a SW/0 [3]	31
6	Kategorie terénu a jejich parametry [15]	32
7	Náhradní délky L_{ϕ}	39
8	Dílčí součinitele zatížení a součinitele kombinací	40
9	Přehled vnitřních sil	41
10	Přehled vnitřních sil	41
11	Průřezové charakteristiky hlavního nosníku	41
12	Vnitřní síly od kombinací pro sestavu g14	45
13	Průřezové charakteristiky příčného ztužení	45
14	Vnitřní síly od kombinací pro sestavu g14	47
15	Průřezové charakteristiky příčného ztužení	47
16	Průřezové charakteristiky příčného ztužení	50
17	Hodnoty sil a vzdálenost náprav pro traťovou třídu C2	52

Seznam příloh

Příloha	Název
A	Podélný řez
B	Příčný řez
C	Průřezové charakteristiky

Použité programy

Název	Verze	Popis
Autodesk AutoCAD	2016	2D editor pro projektování a konstrukování
Dlubal RFEM	5.13	Statická analýza pomocí modelů MKP
LyX	2.2	Textový editor
Microsoft Excel	2016	Tabulkový procesor

Reference

- [1] ČSN EN 1990: 2004 Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ČNI.
- [2] ČSN EN 1991-1-4: 2007 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení větrem*. Praha: ČNI.
- [3] ČSN EN 1991-2: 2005 Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: ČNI.
- [4] ČSN EN 1993-2: 2008 Eurokód 3: *Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Mosty*. Praha: ČNI.
- [5] ČSN EN 1993-1-1: 2006 Eurokód 3: *Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI.
- [6] ČSN EN 1993-1-5: 2008 Eurokód 3: *Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-5: Boulení stěn*. Praha: ČNI.
- [7] *Správa mostních objektů: republikovaný předpis S5*. SŽDC, s.o. 1996
- [8] *Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů ze dne 1. září 2015*. SŽDC, s.o. 2015
- [9] *Archivní dokumentace TÚ 1712 Vrané nad Vltavou-Modřany, km 34,763.1957*.
- [10] KREJČIŘÍKOVÁ, Hana. *Železniční stavby 1*. Praha: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06157-2.
- [11] RYJÁČEK, Pavel. *Ocelové mosty: cvičení*. Praha: České vysoké učení technické, 2015. ISBN 978-80-01-05672-1.
- [12] SOKOL, Zdeněk a František WALD. *Ocelové konstrukce: tabulky*. 2. dotisk 2. přepracovaného vydání. Praha: ČVUT, 2013. ISBN 978-80-01-04655-5.
- [13] ROTTER, Tomáš a Jiří STUDNIČKA. *Ocelové mosty*. Praha: ČVUT. 2006. ISBN 80-01-03410-0.
- [14] ROTTER, Tomáš a Jiří STUDNIČKA. *Ocelové konstrukce 30: ocelové mosty, pomůcka pro cvičení*. Vydání druhé přepracované. Praha: Vydavatelství ČVUT. 2001. ISBN 80-01-02352-4.
- [15] STUDNIČKA, Jiří, Milan HOLICKÝ a Jana MARKOVÁ. *Ocelové konstrukce 2: zatížení*. 2. vydání. Praha: ČVUT. 2015. ISBN 978-80-01-05815-2.