

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

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

Objednatel:



**SPRÁVA
ŽELEZNIC**

Správa železnic, s.o.
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1
IČO 70994234, DIČ CZ70994234
organizační jednotka Oblastní ředitelství Ústí nad Labem,
Železničářská 1386/31, 400 03 Ústí nad Labem

Zhotovitel:

Sdružení KÚ/PX - Diagnostika Ústí nad Labem - II. etapa



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
KLOKNERŮV ÚSTAV
ŠOLÍNOVA 7
166 08 PRAHA 6



Praha 4, Bezová 1658, 147 14
tel: +420 244062215 fax: +420 244461038

Zpracovatel:



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE,
FAKULTA STAVEBNÍ
THÁKUROVA 2077/7
166 29 PRAHA 6

Řešitel:

Ing. Pavel Očadlík

Kontroloval:

prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

HIP:

prof. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.

Název akce:

Diagnostika a přepočty strategických přemostění
v oblasti OŘ Ústí nad Labem - II. etapa

Číslo akce ČVUT:

2300 J 233 - 8

Stupeň dokumentace:

TP

Název části:

Etapa B - Stanovení zatížitelnosti a přechodnosti mostů

Měřítko:

-

Datum:

06/2024

Název přílohy:

Přepčet zatížitelnosti mostu v km 1,007 TUDU 024202 - Karlovy Vary

Číslo přílohy:

B.2



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

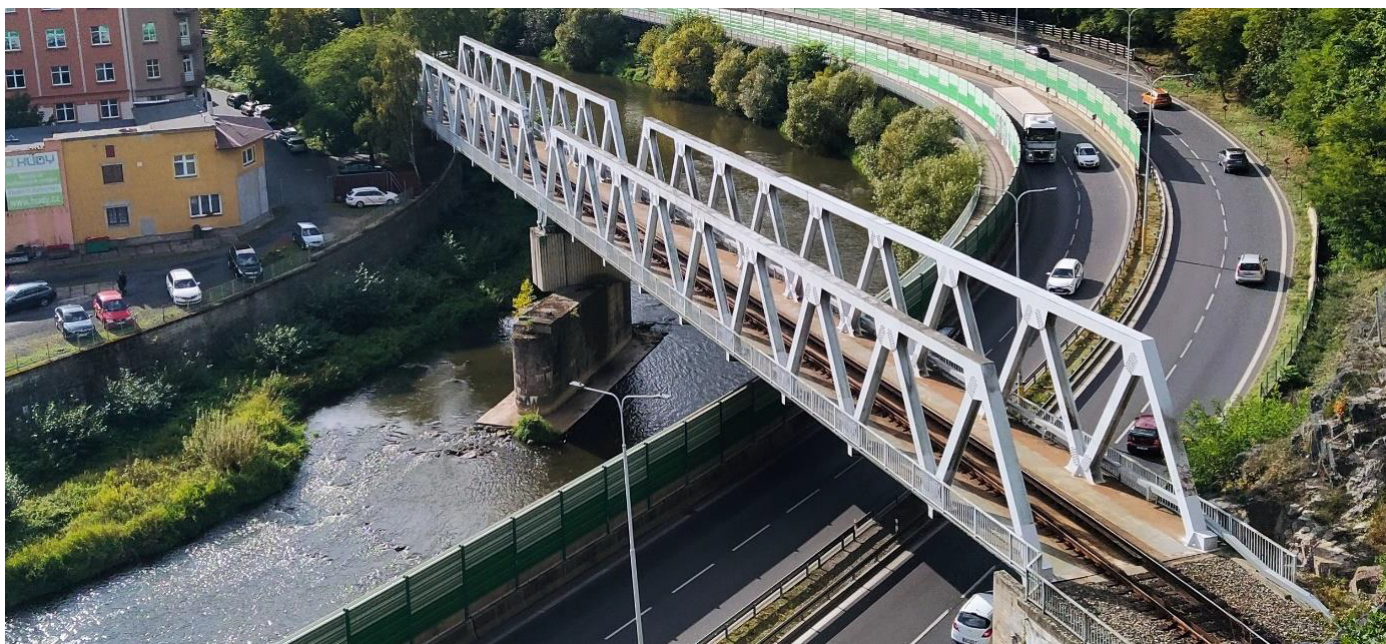
Fakulta stavební, katedra ocelových a dřevěných konstrukcí
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

Diagnostika a přepočty strategických přemostění v oblasti OR Ústí nad Labem – II. etapa

B - Stanovení zatížitelnosti a přechodnosti mostů

B.2

Přepočet zatížitelnosti mostu v km 1,007 TUDC 024202 – Karlovy Vary



Zodpovědný řešitel:

Ing. Pavel Očadlík

Kontroloval:

prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.

HIP:

prof. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.

Datum:

20.06.2024

1 ČÁST 1 - VŠEOBECNÁ

1.1 TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1.1 CELKOVÝ OBSAH

1	ČÁST 1 - VŠEOBECNÁ.....	2
1.1	TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU	2
1.1.1	CELKOVÝ OBSAH.....	2
1.1.2	ZÁKLADNÍ ÚDAJE.....	5
1.1.2.1	ZÁKLADNÍ IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY	5
1.1.2.2	ZÁKLADNÍ IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	6
1.1.2.3	ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STÁVAJÍCÍM MOSTNÍM OBJEKTU	7
1.1.3	TECHNICKÝ POPIS KONSTRUKCE.....	9
1.1.3.1	STRUČNÝ POPIS.....	9
1.1.3.1.1	NOSNÁ OCELOVÁ KONSTRUKCE.....	9
1.1.3.1.2	SPODNÍ STAVBA.....	9
1.1.3.1.3	ZALOŽENÍ	9
1.1.3.2	PARAMETRY POUŽITÝCH MATERIÁLŮ, SOUČiniteLE MATERIÁLU A SOUČiniteLE ZATÍŽENÍ.....	10
1.1.3.3	STAV POŠKOZENÍ A KOROZNÍ OSLABENÍ JEDNOTLIVÝCH KONSTRUKCÍ	12
1.1.3.4	PŘEDPOKLÁDANÁ ŽIVOTNOST JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ MOSTU	13
1.1.3.4.1.1	STÁVAJÍCÍ A POŽADOVANÁ PŘECHODNOST.....	13
1.1.4	VÝPOČETNÍ MODEL	14
1.1.4.1	POPIS VÝPOČETNÍHO MODELU	14
1.1.4.2	ZATÍŽENÍ VÝPOČETNÍHO MODELU	15
1.1.4.3	PODEPŘENÍ MODELU	15
1.1.5	VÝPOČETNÍ POMŮCKY.....	16
1.1.5.1	POUŽITÝ SOFTWARE.....	16
1.1.6	PŘEHLED POUŽITÉ LITERATURY, VYUŽÍVANÝCH NOREM A VZOROVÝCH LISTŮ	16
1.1.6.1	PŘEHLED POUŽITÉ LITERATURY	16
1.1.6.2	VYUŽÍVANÉ NORMY	16
1.1.6.3	VYUŽÍVANÉ PŘEDPISY	18
1.1.6.4	VYUŽÍVANÉ VZOROVÉ LISTY	19
1.1.7	PODKLADY PRO ZPRACOVÁNÍ STATICKÉHO VÝPOČTU.....	19
1.1.7.1	SOUVISEJÍCÍ EXISTUJÍCÍ DOKUMENTACE	19
1.1.7.2	NAVRŽENÁ GRAFICKÁ DOKUMENTACE.....	19
1.1.7.3	GEODETICKÁ DOKUMENTACE	19
1.1.7.4	VÝSLEDKY DIAGNOSTIKY A PODROBNÝCH PROHLÍDEK	19
1.1.7.5	SMLUVNĚ PRÁVNÍ DOKUMENTACE.....	20
1.1.7.6	ZVLÁŠTNÍ POŽADAVKY ZADAVATELE.....	20
1.1.8	PLNÁ IDENTIFIKACE AUTORA STATICKÉHO VÝPOČTU.....	20
1.2	GRAFICKÉ PŘÍLOHY KE STATICKÉMU VÝPOČTU.....	21
2	ČÁST 2 - NOSNÁ KONSTRUKCE	24
2.1	VLASTNÍ VÝPOČET.....	24
2.1.1	VŠEOBECNĚ.....	24
2.1.1.1	POPIS POUŽITÉ TEORIE.....	24
2.1.1.1.1	GLOBALNÍ ANALÝZA	24
2.1.1.1.2	POSOUZENÍ.....	24
2.1.1.2	KRITICKÁ MÍSTA PRO POSUDEK.....	24
2.1.1.3	KRITICKÁ MÍSTA PRO POSUDEK – SCHÉMA.....	26
2.1.1.4	ZPŮSOB POSOUZENÍ – 1.MS	28
2.1.1.5	POUŽITÉ VZORCE PRO POSUDEK.....	30
2.1.1.5.1	KOMBINACE TLAKU A OHYBU.....	30
2.1.1.5.2	KOMBINACE TLAKU , OHYBU, PŘÍČNÉ SÍLY A SMYKU.....	31
2.1.1.6	ZPŮSOB POSOUZENÍ – 2.MS	31
2.1.1.6.1	POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ V OCELI.....	31
2.1.1.6.2	OMEZENÍ DÝCHÁNÍ STĚN.....	31
2.1.1.6.3	KRITÉRIA BEZPEČNOSTI DOPRAVY A KRITÉRIA POHODY CESTUJÍCÍCH	31
2.1.1.7	POSOUZENÍ NA ÚNAVU.....	32
2.1.1.8	STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI.....	32
2.1.1.8.1	VŠEOBECNĚ	32
2.1.1.9	POSOUZENÍ PŘECHODNOSTI.....	33



2.1.2	PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY	34
2.1.2.1	STANOVENÍ PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK	34
2.1.2.2	STANOVENÍ EFEKTIVNÍCH PRŮŘEZŮ	34
2.1.2.2.1	DOLNÍ PÁS HN	34
2.1.2.2.2	PODÉLNÍK	36
2.1.2.2.3	KRAJNÍ PŘÍČNÍK	43
2.1.2.2.4	BĚŽNÝ PŘÍČNÍK	46
2.1.2.3	BOULENÍ OD SMYKU	47
2.1.2.3.1	PODÉLNÍK	47
2.1.2.3.2	PŘÍČNÍK	47
2.1.3	ZATÍŽENÍ	48
2.1.3.1	ROZBOR ZATÍŽENÍ	48
2.1.3.1.1	G - STÁLÁ ZATÍŽENÍ	48
2.1.3.1.2	Q – PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	49
2.1.3.1.3	A – MIMOŘÁDNÁ ZATÍŽENÍ	76
2.1.3.2	BEZSTYKOVÁ KOLEJ – KOMBINOVANÁ ODEZVA	76
2.1.3.3	ZATÍŽENÍ VÝZTUŽNÉHO SYSTÉMU - IMPERFEKCE	76
2.1.3.4	KOMBINACE ZATÍŽENÍ – 1. MS + 2. MS	77
2.1.4	STANOVENÍ VNITŘNÍCH SIL – 1. MS	79
2.1.4.1	VNITŘNÍ SÍLY – 1. MS	79
2.1.4.2	ROZHODUJÍCÍ KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL – 1. MS	79
2.1.5	STABILITA KONSTRUKCE JAKO CELKU	80
2.1.5.1	STABILITA PŘI VĚTRU POLE 1	80
2.1.5.2	STABILITA PŘI VĚTRU POLE 2	83
2.1.5.3	STABILITA PŘI VYKOLEJENÍ VLAKU	86
2.1.6	STABILITA TLAČENÝCH ČÁSTÍ KONSTRUKCE A II. ŘÁD	86
2.1.6.1	VÝPOČET KRITICKÝCH NÁSOBKŮ PRO TLAČENÝ HORNÍ PÁS	86
2.1.6.2	STABILITA TLAČENÉHO HORNÍHO PÁSU - VÝPOČET STABILITY POMOCÍ SCIA	87
2.1.6.3	IMPERFEKCE PRO ANALÝZU II. ŘÁDU - POLE 1	89
2.1.6.4	IMPERFEKCE PRO ANALÝZU II. ŘÁDU - POLE 2	91
2.1.6.5	IMPERFEKCE PRO ANALÝZU VÝZTUŽNÝCH SYSTÉMŮ - POLE 1	94
2.1.6.6	IMPERFEKCE PRO ANALÝZU VÝZTUŽNÝCH SYSTÉMŮ - POLE 2	95
2.1.6.7	II. ŘÁD - POLE 1	97
2.1.6.8	II. ŘÁD - POLE 2	97
2.1.7	LOKÁLNÍ STABILITA TLAČENÉHO A OHÝBANÉHO PRUTU	98
2.1.8	LOKÁLNÍ NAMÁHÁNÍ PODÉLNÍKU	99
2.1.8.1	LOKÁLNÍ NAMÁHÁNÍ PODÉLNÍKU – POLE 1	99
2.1.8.2	LOKÁLNÍ NAMÁHÁNÍ PODÉLNÍKU – POLE 2	101
2.1.9	POSOUZENÍ, STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI A OVĚŘENÍ PŘECHODNOSTI	103
2.1.9.1	POSOUZENÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI NOK – 1. MS A ÚNAVA	103
2.1.9.1.1	POSOUZENÍ PRUTŮ NOK – 1. MS	103
2.1.9.1.2	POSOUZENÍ SROVNÁVACÍHO NAPĚTÍ V PLECHU MOSTOVKY A V DOLNÍ PÁSNICI PODÉLNÍKU A PŘÍČNÍKU – 1. MS	105
2.1.9.1.3	POSOUZENÍ PRUTŮ NOK – ÚNAVA	106
2.1.9.2	POSOUZENÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI – 2. MS - POLE 1	107
2.1.9.3	POSOUZENÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI – 2. MS - POLE 2	110
2.1.9.4	OVĚŘENÍ POŽADOVANÉ PŘECHODNOSTI – 1. MS	113
2.1.9.5	OVĚŘENÍ POŽADOVANÉ PŘECHODNOSTI – 2. MS	113
2.1.10	NÁVRH OPATŘENÍ	114
2.1.10.1	VŠEOBECNĚ	114
2.1.10.2	PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH DODATEČNÝCH PEVNÝCH LOŽISEK	116
2.1.10.2.1	POSOUZENÍ ŠROUBOVÉHO PŘÍPOJE LOŽISKA K DOLNÍ PÁSNICI PŘÍČNÍKU	119
2.1.10.2.2	POSOUZENÍ SMYKOVÉ ZARÁŽKY	121
2.1.10.2.3	POSOUZENÍ KOTVENÍ NOSNÍKU LOŽISKA K PRAHU	121
2.1.10.2.4	POSOUZENÍ NOSNÍKU LOŽISKA	128
3	ČÁST 3 – SPODNÍ STAVBA	129
3.1	VŠEOBECNĚ	129
3.2	POSOUZENÍ STÁVAJÍCÍHO STAVU PILÍŘE	129
3.2.1	SÍLY VE STŘEDU ÚLOŽNÉHO PRAHU NA HORNÍM POVRCHU	132
3.2.2	POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉ SPÁRY	133
3.2.2.1	MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE	135
3.2.2.2	MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE	137
3.2.2.3	POSOUZENÍ BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL	139
3.2.3	POSOUZENÍ SPÁRY NAD ZÁKLADEM	141



3.2.3.1	MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE	143
3.2.3.2	MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE	145
3.2.3.3	POSOUZENÍ BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL	147
3.2.4	POSOUZENÍ SPÁRY POD ÚLOŽNÝM PRAHEM	148
3.2.4.1	MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE	150
3.2.4.2	MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE	152
3.2.4.3	POSOUZENÍ BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL	153
3.3	NÁVRH ZESÍLENÍ PILÍŘE	155
3.3.1	ZESÍLENÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE	156
3.3.2	ZESÍLENÍ SPÁRY NAD ZÁKLADEM	158
3.3.3	ZESÍLENÍ SPÁRY POD STÁVAJÍCÍM ÚLOŽNÝM PRAHEM	161
4	ČÁST 4 – ZÁVĚR A SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ	162
4.1	ZÁVĚR STATICKÉHO VÝPOČTU	162
4.1.1	VŠEOBECNĚ	162
4.1.1.1	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 01 (POLE 1) – STÁVAJÍCÍ STAV	163
4.1.1.2	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 02 (POLE 2) – STÁVAJÍCÍ STAV	165
4.1.1.3	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 01 (POLE 1) – ZÁKAZ BRZDĚNÍ NA MOSTĚ	167
4.1.1.4	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 02 (POLE 2) – ZÁKAZ BRZDĚNÍ NA MOSTĚ	169
4.1.1.5	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 01 (POLE 1) – STAV PO REKONSTRUKCI	171
4.1.1.6	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 02 (POLE 2) – STAV PO REKONSTRUKCI	173
4.1.1.7	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI SPODNÍ STAVBY - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – STÁVAJÍCÍ STAV	175
4.1.1.8	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI SPODNÍ STAVBY - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – ZÁKAZ BRZDĚNÍ NA MOSTĚ	178
4.1.1.9	SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI SPODNÍ STAVBY - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – STAV PO REKONSTRUKCI	180
4.1.2	VÝSLEDNÁ ZATÍŽITELNOST A PŘECHODNOST MOSTU	182
4.1.2.1	STÁVAJÍCÍ STAV	182
4.1.2.2	ZÁKAZ BRZDĚNÍ NA MOSTĚ	182
4.1.2.3	STAV PO REKONSTRUKCI	182
4.2	SHRNUTÍ OPATŘENÍ	183
4.2.1	OPATŘENÍ VYPLÝVAJÍCÍ Z PŘEPOČTU	183
4.2.2	OPATŘENÍ VYPLÝVAJÍCÍ Z DIAGNOSTIKY	183

SAMOSTATNÉ PŘÍLOHY STATICKÉHO VÝPOČTU – POUZE DIGITÁLNĚ

PŘÍLOHA A – PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY K01+K02

PŘÍLOHA B – VNITŘNÍ SÍLY K01+K02

PŘÍLOHA C – POSUDKY A URČENÍ ZATÍŽITELNOSTI – 1.MS A ÚNAVA K01+K02

PŘÍLOHA D – TABULKY ZATÍŽITELNOSTI – 1.MS K01+K02

PŘÍLOHA E – POSOUZENÍ PŘECHODNOSTI - 1. MS K01+K02



1.1.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

1.1.2.1 ZÁKLADNÍ IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY

Objednatel:	Správa železnic, státní organizace
se sídlem :	Praha 1, Nové Město, Dlážděná 1003/7, PSČ 110 00
jednající :	Ing. Martin Kašpar, ředitel Oblastního ředitelství Ústí nad Labem, na základě pověření č. 2652 ze dne 22. 02. 2019
kor. adresa:	Správa železnic, státní organizace Oblastní ředitelství Ústí nad Labem Ústí nad Labem, Železničářská 1386/31, PSČ 400 03
IČ :	70994234
DIC :	CZ70994234
Zapsaný:	V obchodním rejstříku u Městského soudu v Praze, oddíl A, vložka 48384
Zhotovitel:	KÚ/PX – Diagnostika Ústí nad Labem - II. etapa
Správce sdružení:	České vysoké učení technické
se sídlem:	Jugoslávských partyzánů 1580/3, 160 00 Praha
provozovna:	Kloknerův ústav Šolínova 7, 166 08 Praha 6
jednající:	prof. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.
Řešitel objektu:	České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební
se sídlem:	Thákurova 7, 166 29, Praha 6
zastoupena:	Ing. Petr Matějka, Ph.D., tajemník Fakulty stavební
IČ :	68407700
DIC :	CZ68407700
Zapsaný:	Živnostenský list: Obvodní



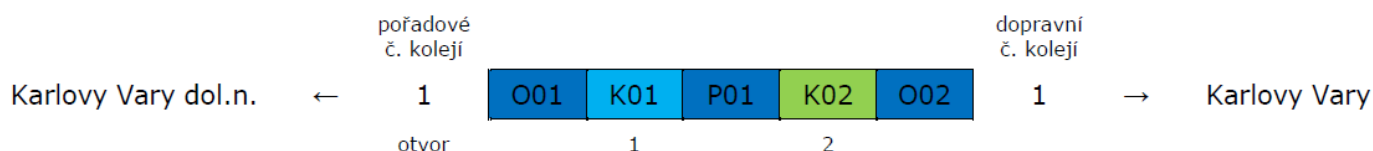
1.1.2.2 ZÁKLADNÍ IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Objednatel:	Správa železnic, státní organizace
se sídlem :	Praha 1, Nové Město, Dlážděná 1003/7, PSČ 110 00
jednající :	Ing. Martin Kašpar, ředitel Oblastního ředitelství Ústí nad Labem, na základě pověření č. 2652 ze dne 22. 02. 2019
kor. adresa:	Správa železnic, státní organizace Oblastní ředitelství Ústí nad Labem Ústí nad Labem, Železničářská 1386/31, PSČ 400 03
IČ :	70994234
DIC :	CZ70994234
Zapsaný:	V obchodním rejstříku u Městského soudu v Praze, oddíl A, vložka 48384
Zhotovitel:	KÚ/PX – Diagnostika Ústí nad Labem - II. etapa
Správce sdružení:	České vysoké učení technické
se sídlem:	Jugoslávských partyzánů 1580/3, 160 00 Praha
provozovna:	Kloknerův ústav Šolínova 7, 166 08 Praha 6
jednající:	prof. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.
Řešitel objektu:	České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební
se sídlem:	Tháškova 7, 166 29, Praha 6
zastoupena:	Ing. Petr Matějka, Ph.D., tajemník Fakulty stavební
IČ :	68407700
DIC :	CZ68407700
Zapsaný:	Živnostenský list: Obvodní úřad městské části Praha 6, spis. zn. ŽO/11315/2008/Rec/2



1.1.2.3 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STÁVAJÍCÍM MOSTNÍM OBJEKTU

Umístění mostu:	Karlovy Vary
Staničení objektu	km 1,007
Trat'ový úsek, definiční úsek	0242 – Karlovy Vary dol. N. (mimo) – Karlovy Vary (mimo) 02 – Karlovy Vary dol. n. – Karlovy Vary
Údaje o koleji na mostě:	jednokolejná trať, kolejnice 49E1, přímé upevnění DFF300 na začátku K01 a konci K02 kolej v pravé přechodnici (mezi přechodnicemi je kolej v přímé), niveleta ve stoupá ve směru staničení
Druh nosné konstrukce:	Ocelová, trámová, příhradová (soustava základní bez svislic), dolní ortotropní mostovka, spoje VP šrouby a svařované
Popis spodní stavby:	Opěra O01 železobetonová (1990), založená na části historické opěry (1898), vlevo přilehlá železobetonová zeď, vpravo rovnoběžné křídlo Pilíř P01 dřík z kamenného zdiva (1898), nabetonovaný železobetonový úložný práh (1990) Opěra O02 železobetonová (1990), rovnoběžná křídla
Počet nosných konstrukcí:	2
Počet mostních otvorů:	2
Délka přemostění:	116,80 m (MES)
Délka mostu:	126,80 m (MES)
Rozpětí nosné konstrukce:	52,80 m + 59,40 m
Světlost kolmá:	51,42 m + 58,04 m
Počet kolejí na mostě:	1
Rychlost na mostě	50 km/h
Rychlost taťová:	60 km/h
TTZ s přidruženou rychlostí:	C2-55



K01:

Stavební výška:	1,04 m
Směrové poměry na konstrukci:	na začátku pravá přechodnice, poté v přímé
Stávající železniční svršek:	kolejnice 49E1 + přímé upevnění DFF 300
Přemostovaná překážka:	parkoviště, inundace, trvalý vodní tok (řeka Ohře)
Volná výška pod mostem:	9,50 m (měřeno nad volním tokem)
Mostní průjezdný průřez:	VMP 2,5
Volná šířka na mostě:	5,63-5,69 m (bez koutových výztuh)
Šířka mostu:	7,24 m
Šikmost mostu:	90°
Stavební stav objektu:	nosná konstrukce: K1
Rok výstavby:	1990 (MES)

K02:

Stavební výška:	1,04 m
Směrové poměry na konstrukci:	v přímé, na konci pravá přechodnice
Stávající železniční svršek:	kolejnice 49E1 + přímé upevnění DFF 300
Přemostovaná překážka:	trvalý vodní tok (řeka Ohře), chodník pro chodce, silnice I/6
Volná výška pod mostem:	9,50 m (měřeno nad volním tokem)
	5,40 m (nejmenší naměřená nad komunikací)
Mostní průjezdný průřez:	VMP 2,5
Volná šířka na mostě:	5,63-5,69 m (bez koutových výztuh)
Šířka mostu:	7,24 m
Šikmost mostu:	90°
Stavební stav objektu:	nosná konstrukce: K1
Rok výstavby:	1990 (MES)



1.1.3 TECHNICKÝ POPIS KONSTRUKCE

1.1.3.1 STRUČNÝ POPIS

1.1.3.1.1 NOSNÁ OCELOVÁ KONSTRUKCE

Stávající železniční jednokolejná otevřeně uspořádaná ocelová mostní konstrukce o 2 mostních otvorech má celkovou délku 126,80 m. Rozpětí polí je 52,80 m + 59,40 m. Jednotlivé nosné konstrukce staticky působí jako prosté nosníky. Konstrukce nejsou rovnoběžné, úhel mezi osami obou konstrukcí je 0,285118g. Nosné konstrukce obou polí jsou tvořeny dvojicí příhradových nosníků s dolní ortotropní mostovkou. Spoje jsou šroubované a svařované.

Příhradové hlavní nosníky jednoduché trojúhelníkové soustavy mají osovou vzdálenost 6120 mm, teoretickou výšku 6100 mm a délku příhrad 6600 mm. Krajiní diagonály komůrkového profilu jako horní pasy jsou s horními pasy svařeny a přivařeny i k plechu mostovky, vnitřní diagonály mají profil širokopřírubového I a k mostovce i k hornímu pasu jsou připojeny prostřednictvím přípojných styčnickových plechů VP šrouby. Krajiní diagonály mají tloušťku stěn 20 mm a tloušťku pásnic 14 mm, ostatní diagonály tloušťku přírub 20 mm. Tloušťka stěn pasů jsou v rozmezí 14 až 20 mm, pásnic v rozmezí 14 až 40 mm.

Svařovaná ortotropní deska mostovky základní tloušťky 14 mm plní současně také funkci dolního pasu, na jehož místě jsou ke spodnímu pasu přivařeny páskové podélné výztuhy. Mohutné podélné výztuhy (podélníky) opatřené dolní pásnicí probíhají pod osou kolejnic, příčné výztuhy (příčníky) stejné výšky, ale se širšími pásnicemi, pod středy přípojných styčnickových plechů diagonál hlavních nosníků k mostovce. Mezilehlé příčníky jsou provedeny s náběhem.

Ložiska jsou ocelová II.V.4 a II.P.4. Každá nosná konstrukce je uložena na čtveřici ložisek, kde vždy na opěře se nachází dvojice podélné posuvných ložisek a na pilíři P01 se nachází pevná ložiska obou nosných konstrukcí.

1.1.3.1.2 SPODNÍ STAVBA

Spodní stavba je tvořena dvěma krajními opěrami s kolmými závěrnými zídkami a středním pilířem s masivním železobetonovým úložným prahem. Propojení původního zděného pilíře a masivního železobetonové úložného prahu je pomocí kotev z betonářské výztuže.

1.1.3.1.3 ZALOŽENÍ

Založení opěry O02 je plošné na skalním podloží. Opěra O01 byla vybudovaná na původní zděné opěře. Základová spára nově vybudované opěry se nachází v úrovni původního úložného prahu. Původní opěra O01 je založena plošně. Stávající úložný práh je založený na původním zděném pilíři založeným plošně, který byl plně zachován.



1.1.3.2 PARAMETRY POUŽITÝCH MATERIÁLŮ, SOUČINITELE MATERIÁLU A SOUČINITELE ZATÍŽENÍ

V diagnostice konstrukce byly provedeny mimo jiné tahové zkoušky materiálů v kombinaci tvrdoměrných zkoušek. Vyhodnocení je převzato z diagnostiky mostu - podrobnosti viz. příloha A2.a Diagnostický průzkum mostu v km 1,007 TUDU 024202 Karlovy Vary.

Citace:

8.1.5.2. Dle tahových zkoušek

Z výsledků tahových zkoušek byla vyhodnocena hodnota charakteristické a návrhové meze kluzu oceli dle ČSN EN 73 0038 [17]. Hlavním cílem bylo ověřit materiálové parametry pro statický přepčet zatížitelnosti rozhodující nosné konstrukce mostu.

Vstupními parametry pro vyhodnocení byly hodnoty dolní meze kluzu R_{eL} . Vzhledem k nízkému počtu vzorků, které byly odebrány z jednoho typu prvku, byl uvažován variační koeficient pevnosti stanovený na základě tvrdoměrných zkoušek.

Tab. 2 Vyhodnocená mez kluzu dle ČSN EN 73 0038

ČSN 73 0038, kap. 7 Hodnocení existujících ocelových, litinových a spřažených ocelobetonových konstrukcí: K01			
	Var. souč. dle tvrdosti		
Počet vzorků	n = 3	ks	
	vzorky	f_y	$(x_i - m_x)^2$
K01-ZT-P (1)	1	262.0	53.8
K07-ZT-P (4) *	2	272.0	7.1
K8-ZT-Ú (5) I	3	274.0	21.8
		Σ	82.7
aritmetický průměr	$m_x = 269.333$		
směrodatná odchylka	$s_x = 6.4291$		
variační koef. pevnosti	$V_x = s_x/m_x = 0.063$		
variační koef. geom.	$V_{geo} = 0.050$		
variační koef. model	$V_{z,0} = 0.050$		
variační koef. model stab.	$V_{z,1} = 0.075$		
Variační součinitel	$V_{R,0} = 0.094$		
Variační součinitel	$V_{R,1} = 0.110$		
charakteristická hodnota	$X_k = m_x \cdot (1 - k_a \cdot V_x)$		
(nebo nejnižší naměřená hod.)	$X_k = 237.5$		
	$X_{k,min} = 262.0$		
návrhová hodnota	$X_d = m_x \cdot (1 - k_a \cdot V_d) / \gamma_T$		
souč. dle NA.2	$k_a = 1.89$		
Směrná úroveň spolehlivosti	$\beta = 3.80$		
	$\alpha_R = 0.80$		
Souč. mat.	$\gamma_{M0} = 1.14$		
Souč. mat. - stabilita	$\gamma_{M1} = 1.17$		
Návrhová f_y - prosté namáhání	$f_{y,d,0} = 208.1 \text{ MPa}$		
Návrhová f_y - vliv stability	$f_{y,d,1} = 203.7 \text{ MPa}$		

Na základě vyhodnocení meze kluzu (směrná hodnota indexu spolehlivosti $\beta = 3,80$) byla stanovená charakteristická mez kluzu $f_{y,k} = 235,5 \text{ MPa}$ a součinitele materiálu $\gamma_{M0} = 1,15$ a $\gamma_{M1} = 1,17$.



8.1.6. Materiálové parametry pro přepočet zatížitelnosti mostu

Na základě podkladů [3] je nosná konstrukce z oceli ř. 37 a ř. 52. Z ohledem na velké množství atestů byly odebrány pouze kontrolní vzorky ze staticky nezajímavých míst. Kontrola použití rozdílné řady ocelí byla provedena pomocí tvrdoměrných zkoušek, kdy byly provedeny tvrdoměrné zkoušky jak na hlavních nosnících a mohutných podélnících na začátku K01 (ocel ř. 37), tak na koncovém příčniku (ocel ř. 52). Ovšem na základě dat z tvrdoměrných zkoušek existuje podezření, že ocel na koncovém příčniku odpovídá spíše oceli ř. 37 – nelze ale vyloučit i nižší tvrdost oceli řady 52 vlivem procesu výroby.

Na základě těchto skutečností je předpokládáno, že na mostě je použit pouze jeden materiál, kterým je ocel ř. 37. **S ohledem na rozpor s podklady [3] se doporučuje kontrolní odběr z míst, kde by dle [3] měla být použita ocel ř. 52 (viz kap. 8.1.1).**

Konec citace.

Dle dohody se zhotovitelem diagnostiky byl přepočet zpracován tak, že na mostě je uvažována ocel ř. 37 s parametry a součiniteli materiálu dle tahových zkoušek.



1.1.3.3 STAV POŠKOZENÍ A KOROZNÍ OSLABENÍ JEDNOTLIVÝCH KONSTRUKCÍ

Vyhodnocení je převzato z diagnostiky mostu - podrobnosti viz. příloha A2.a Diagnostický průzkum mostu v km 1,007 TUDU 024202 Karlovy Vary.

Citace:

Na základě vizuální prohlídky a diagnostického průzkumu je globální stav nosných konstrukcí v dobrý. Při prohlídce nebyly zjištěny zásadní vady a poruchy, které by mohly ohrozit provoz na mostě nebo spolehlivost mostu.

Nosné konstrukce jsou z hlediska korozního oslabení v dobrém stavu, pouze lokálně lze pozorovat počínající korozní proces vlivem popraskané PKO, zatím bez měřitelného korozního oslabení. Za zásadní poruchu lze považovat vodu, která byla nalezena prakticky ve všech koncích hlavních nosníků. Tato porucha má patrně za následek vyboulení plechů a vzniku trhliny na začátku pravého hlavního nosníku K01. Za zásadní poruchu lze také považovat patrně nedodržení technologické kázně při výrobě nosných konstrukcí, kdy patrně některé šrouby byly utaženy větším, než dovoleným utahovacím momentem a došlo tak již k poruše a výměně 6 ks VP šroubů. Mezi další méně závažné vady a poruchy lze uvažovat znečištění konstrukcí mechem a jinými nečistotami, počínající korozi vlivem popraskané PKO, lokální plastické deformace a různé vrypy. Stav PKO odpovídá jejímu stáří (přes 30 let) a její poruchy se nachází zejména v oblasti šroubovaných spojů v úrovni horních pasů, dále pak na diagonálách, v okolí jednotlivých svarů a na spodních licích mostovek. Na konstrukcích lze po dešti také pozorovat stojatou vodu, která neodtéká vlivem nedokonalosti vzniklých při výrobě nosných konstrukcí.

Stav ocelových ložisek je globálně dobrý, nebyly zjištěny žádné zásadní vady a poruchy. Lokálně lze pouze pozorovat odlupující se nátěr PKO a počínající korozi, která je nejvíce patrně na ložiskových šroubech.

Stav spodní stavby lze globálně hodnotit jako dobrý. Lokálně lze pozorovat svislé trhliny (opěra O02), výluhy, obnaženou betonářskou výztuž, stopy od tekoucí vody a drobnou vegetaci. Z důvodu částečného využití původní spodní stavby u opěry O01 a pilíře P01 došlo ke vzniku staticky nevhodných detailů (vykonzolování úložných prahů atd.). U pravých křídel obou opěr je patrně chybějící smykové propojení dřívků opěr a křídel, čímž dochází ke vzniku spár mezi křídly a dřívky na obou opěrách.

V rámci vizuální prohlídky nebyly zjištěny žádné zásadní poruchy nebo vady poukazující na problémy související se založením spodní stavby. Základ je viditelný pouze u pilíře P01 při nízké hladině řeky Ohře.

Železniční svršek je v dobrém stavu, což odpovídá nedávné rekonstrukci. Lokálně lze pozorovat deformované příruby a vrypy v upevnění pojistných úhelníků a trhliny v železobetonové pozednici nad opěrou O01.

Konec citace.

Přijaté závěry pro přepočet:

1. S oslabením profilu konstrukce korozi není v přepočtu uvažováno.
2. Vyboulení a trhlina plechu vlivem zatečení vody je na prvcích staticky nezátížených, které nemají vliv na zatížitelnost mostu.
3. Vzhledem k tomu, že šrouby byly vyměněny nemá tato porucha rovněž vliv na zatížitelnost mostu.



1.1.3.4 PŘEDPOKLÁDANÁ ŽIVOTNOST JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ MOSTU

1.1.3.4.1.1 STÁVAJÍCÍ A POŽADOVANÁ PŘECHODNOST

Konstrukce je spočtena na předpokládanou životnost 100 let pro přechodnost TTZ:

stávající: C2-55

požadovaná: D4-120

V průběhu výpočtu bylo zjištěno, že nosná konstrukce a spodní stavba nevyhovuje ani na stávající přechodnost C2-55.

Jedná se o posouzení 1. diagonály a 1. dolního pasu v místě u pevného ložiska, kde vlivem vodorovných podélných sil (od brzdných a rozjezdových sil a od podélného větru) dochází vlivem excentricity reakce vůči prvkům diagonály a dolního pasu k jejich zvýšenému ohybovému namáhání a tím k jejich nízké zatížitelnosti.

U spodní stavby nevyhovuje posouzení spáry nad základem a dále spára pod úložným prahem a ani základová spára.

Vzhledem k tomu bylo přijato následující rozhodnutí:

Bude předpokládáno, že na mostě bude zakázáno brzdění do doby rekonstrukce.

Do 10 let bude provedena rekonstrukce mostu tak, aby mohl zákaz brzdných sil mohl být zrušen a most provozován na přechodnost C2-55 a D4-55 bez omezení.

Podrobnosti opatření viz kapitola 2.1.10 a 3.3.



1.1.4 VÝPOČETNÍ MODEL

1.1.4.1 POPIS VÝPOČETNÍHO MODELU

Rozhodujícím kritériem pro volbu metodiky výpočtu bylo respektování prostorového spolupůsobení jednotlivých konstrukčních prvků, vyplývající z dispozičního uspořádání a konstrukčních detailů.

Proto je statický přepočet a výpočet zatížitelnosti hlavní ocelové nosné konstrukce pro všechny prvky proveden na prostorovém modelu v programu SCIA Engineer 19.01.

Možným výsledkem výpočtu přímo v systému SCIA je získání vnitřních sil v libovolném bodě konstrukce od jednotlivých zatěžovacích stavů, skupin zatěžovacích stavů, základní lineární kombinace těchto skupin zatěžovacích stavů dle zvoleného předpisu či přímo obálku z těchto lineárních kombinací.

Pro větší přehlednost a snadnější kontrolu budou dále z výsledků výpočtu vyhledávány extrémní hodnoty vnitřních sil, deformací či reakcí po **jednotlivých skupinách zatěžovacích stavů**.

Tyto hodnoty jsou výpočtové provozní a bez případných dynamických účinků.

Základní lineární kombinace těchto skupin zatěžovacích stavů dle zvoleného předpisu, obálka z těchto lineárních kombinací, posouzení a stanovení zatížitelnosti ve zvolených bodech konstrukce bude provedena v tabulkách v programu MS EXCEL.

Zde bude do výpočtu zaveden jak součinitel zatížení, tak dynamický součinitel, součinitel korozního oslabení,...

Posouzení ocelové nosné konstrukce a stanovení zatížitelnosti bude provedeno v tzv. kritických bodech - tj. místech, kde se očekává nejnepříznivější namáhání v rámci konstrukce jako celku.

Zatížitelnost se určí ve všech zvolených kritických bodech, výsledná zatížitelnost je ocelové konstrukce mostu je potom minimum ze všech získaných hodnot.

Kritické body (schéma a popis - viz dále) : všechny kritické průřezy všech kritických prutů konstrukce

Kritický prut : extrémně namáhaný prut v rámci skupiny prutů stejného průřezu.

Kritická vlákna průřezu : vlákno s největší napjatostí vzhledem k prostorovému působení konstrukce

Zatížitelnost bude stanovena z napětí - normálového, smykového, srovnávacího a dále z přetvoření konstrukce. Všechny výpočty včetně stanovení průřezových charakteristik oslabených průřezů budou provedeny strojně.

Problematika stanovení jediného dynamického součinitele pro svislé nahodilé krátkodobé zatížení konstrukce vlakem UIC-71 pro prvky konstrukce namáhané současně globálními i lokálními účinky zatížení - např. prvky mostovky - bude řešena metodou separace:

účinky od M_y a V_z ... dynamický součinitel lokální

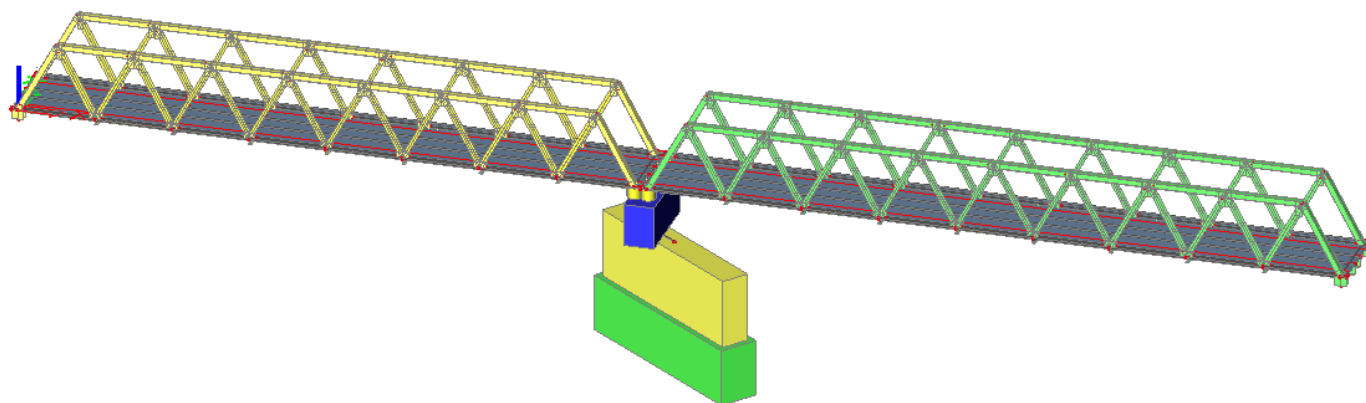
účinky od N_x a M_z ... dynamický součinitel globální

Průřezové a materiálové charakteristiky odpovídají hodnotám zjištěným při podrobném diagnostickém průzkumu konstrukce použitým materiálům.

Model konstrukce byl vytvořen z prutových prvků a plech mostovky je modelován deskostěnovým prvkem. Prvky podélníku a příčnicku jsou modelovány jako žebra této desky.



Ocelová nosná konstrukce byla namodelována v prostoru tak, aby chování modelu co nejpřiléhavěji reprezentovalo skutečné chování dané konstrukce při působení vnějšího zatížení. Jsou modelovány obě nosné konstrukce.



Render modelu

1.1.4.2 ZATÍŽENÍ VÝPOČETNÍHO MODELU

Výpočetní model je zatížen osamělými silami v uzlech a na prutech, spojitým zatížením prutů a plošným zatížením desky mostovky dle dále uvedeného rozboru zatížení v jednotlivých zatěžovacích stavech. Pro získání účinků od zatěžovacího schématu vlak UIC-71, TTZ, boční ráz a odstředivá síla je použit speciální modul programu SCIA - POHYBLIVÉ ZATÍŽENÍ z něhož byly vygenerovány kritické zatěžovací stavy.

1.1.4.3 PODEPŘENÍ MODELU

Skutečný most je na jedné straně uložen na pevných ložiskách a na druhé straně na ložiskách pohyblivých ve směru podélné osy mostu.

Každé ložisko má ovšem ve směru, ve kterém mu není umožněn pohyb, určitou vůli v důsledku konstrukčního uspořádání.

Na základě dřívějších zkušeností bylo v našem případě vybráno schéma podepření mostu s pružnými podporami v podélném a příčném směru.

Tuhosti pružných podpor K_x a K_y ve vodorovných směrech X a Y se do výpočtu zavedou tak, aby maximální výpočtové vodorovné zatížení (z obálky kombinací) v příslušném směru vyvolalo v pružné podpoře vodorovný podélný a příčný posun ve směru vazby právě 1 mm - fyzická vůle existující v ložisku viz obr.

Tento způsob kombinovaného "pružněpevného" podepření modelu nejlépe vystihuje skutečnost.

1.1.5 VÝPOČETNÍ POMŮCKY

1.1.5.1 POUŽITÝ SOFTWARE

1) MS WORD 2002 SP3

- textová část

2) MS EXCEL 2003

- tabulkové výpočty (mj. průřezové charakteristiky, kombinace zatížení, stabilita, napětí, podrobné posudky)

3) GSTARCAD 2018 - Český

- grafická část

4) SCIA Engineer 19.01

- model NOK mostu (výpočty – mj.základní zatěžovací stavy, vnitřní síly, reakce, deformace, příčinkové čáry a plochy, napětí,..

1.1.6 PŘEHLED POUŽITÉ LITERATURY, VYUŽÍVANÝCH NOREM A VZOROVÝCH LISTŮ

1.1.6.1 PŘEHLED POUŽITÉ LITERATURY

Ocelové konstrukce 30 - Ocelové mosty - pomůcka pro cvičení" - skriptum

ROTTER, STUDNIČKA - ČVUT 1999

Ocelářské tabulky, skriptum STUDNIČKA,WALD - ČVUT 1997

Navrhování mostů – textové materiály - ČVUT 08/2008

1.1.6.2 VYUŽÍVANÉ NORMY

ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty),

ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,

ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí, Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,

ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,

ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,

ČSN EN 1991-1-6 Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění,



ČSN EN 1991-1-7 Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení,

ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,

ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,

ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady,

ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,

ČSN EN 1993-1-3 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-3: Obecná pravidla - Doplnující pravidla pro tenkostěnné za studena tvar. prvky a plošné profily,

ČSN EN 1993-1-4 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-4: Obecná pravidla - Doplnující pravidla pro korozivzdorné oceli,

ČSN EN 1993-1-5 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-5: Boulení stěn,

ČSN EN 1993-1-7 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-7: Příčně zatížené deskostěnové konstrukce,

ČSN EN 1993-1-8 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-8: Navrhování styčníků,

ČSN EN 1993-1-9 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-9: Únava,

ČSN EN 1993-1-10 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou,

ČSN EN 1993-1-11 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-11: Navrhování ocelových tažených prvků,

ČSN EN 1993-1-12 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-12: Doplnující pravidla pro oceli vysoké pevnosti do třídy S700,

ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty,

ČSN EN 1993-5 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 5: Piloty a štětové stěny,

ČSN EN 1994-1-1 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,

ČSN EN 1994-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty,

ČSN EN 10025-1 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 1: Všeobecné technické dodací podmínky,



ČSN EN 10025-2 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli,

ČSN EN 10025-3 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/normalizačně válcované svařitelné jemnozrnné konstrukční oceli,

ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla,

ČSN EN 1337-5 Stavební ložiska – Část 5: Hrnčová ložiska,

ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí,

ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce,

ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy,

ČSN 73 1002 Pilotové základy

ČSN 73 1004 Velkopřůměrové piloty

ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí,

ČSN 73 1206 Spřažené ocelobetonové kce. Základní ustanovení pro navrhování,

ČSN 73 1401 Navrhování ocelových konstrukcí,

ČSN 73 1495 Šroubové třecí spoje ocelových konstrukcí,

ČSN 73 6200 Mostní názvosloví,

ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů,

ČSN 73 6203 Zatížení mostů,

ČSN 73 6205 Navrhování ocelových mostních konstrukcí,

ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí,

ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu,

1.1.6.3 VYUŽÍVANÉ PŘEDPISY

SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů

Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah, 3. aktualizované vydání, 2000, vč. změn 1/2001, 2/2002, 3/2002, 4/2004, 5/2007, 6/2008 v platném znění

Směrnice generálního ředitele SŽDC, s.o. č. 16/2005, Zásady modernizace a optimalizace vybrané železniční sítě České republiky, SŽDC s.o., č.j. 3790/05-OP

Směrnice generálního ředitele SŽDC, s.o. č. 11/2006, Dokumentace pro přípravu staveb na železničních drahách celostátních a regionálních, SŽDC s.o., č.j. 13511/06-OP



1.1.6.4 VYUŽÍVANÉ VZOROVÉ LISTY

SŽDC (ČD) MVL 100	Soustava mostních vzorových listů, 1994
SŽDC (ČD) MVL 102	Přechod mezi nosnými konstrukcemi. Přechod mezi nosnou konstrukcí a opěrou. Přechod mezi spodní stavbou a zemním tělesem, 1997
SŽDC (ČD) MVL 120	Vzorový statický výpočet plnostěnné ocelové konstrukce s horní mostovkou a kolejovým ložem, 1988
SŽDC (ČD) MVL 124	Vzorový statický výpočet ocelobetonové konstrukce sprážené, s horní mostovkou, s plnostěnnými nosníky, 1994
SŽDC (ČD) MVL 211	Ocelová konstrukce s kolejovým ložem s dolní mostovkou, plnostěnná, 1990
SŽDC (ČD) MVL 221	Ocelová konstrukce s kolejovým ložem s horní mostovkou, plnostěnná, 1994
SŽDC (ČD) MVL 511	Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými ocelovými nosníky, 2006
SŽDC (ČD) MVL 800-811	Vybavení a součásti nosné konstrukce železničních betonových mostů

1.1.7 PODKLADY PRO ZPRACOVÁNÍ STATICKÉHO VÝPOČTU

1.1.7.1 SOUVISEJÍCÍ EXISTUJÍCÍ DOKUMENTACE

DOKUMENTACE NOSNÉ KONSTRUKCE – Z ARCHIVU SŽ

DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUMU – prováděn současně se zpracováním přepočtu

Vlastní měření a fotodokumentace zpracovatele

1.1.7.2 NAVRŽENÁ GRAFICKÁ DOKUMENTACE

Přehledný výkres nosné konstrukce mostu.

1.1.7.3 GEODETICKÁ DOKUMENTACE

Nebyla pořizována.

1.1.7.4 VÝSLEDKY DIAGNOSTIKY A PODROBNÝCH PROHLÍDEK

Podrobný popis diagnostiky a oslabení jednotlivých průřezů je uveden v samostatné příloze dokumentace.



1.1.7.5 SMLUVNĚ PRÁVNÍ DOKUMENTACE

Viz průvodní zpráva dokumentace.

1.1.7.6 ZVLÁŠTNÍ POŽADAVKY ZADAVATELE

Zadavatel požaduje:

1. Stanovení zatížitelnosti mostu bude provedeno dle předpisu SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů: o zatížitelnost nosné konstrukce (NK) bude stanovena v kategorii „C“ (zatížitelnost stanovena přepočtem)
2. Zatížitelnost spodní stavby (SS) nebude stanovována, bude pouze potvrzeno, že stavební a konstrukční stav SS v době podrobné vizuální prohlídky mostu není limitní pro zatížitelnost a přechodnost mostu. V případě, že SS bude limitní pro zatížitelnost a přechodnost mostu bude stanovena v kategorii „C“ včetně nezbytných průzkumů

Poznámka: Zatížitelnost vypočtená pro rozhodující NK bude uvažována i na ostatní NK. Tabulka zatížitelnosti bude zpracována pro každou nosnou konstrukci s poznámkou, že zatížitelnost byla odvozena (převzata) od zatížitelnosti nosné konstrukce, která byla dle podrobné vizuální prohlídky zhodnocena jako rozhodující (v nejhorším stavebně technickém stavu).

3. Stanovení přechodnosti provozního zatížení (traťová třída zatížení (TTZ)) mostu bude provedeno dle předpisu SŽ S5/1. Bude vždy prověřena stávající TTZ s přidruženou rychlostí a TTZ D4-120 km/h. V případě, že TTZ D4-120 km/h nevyhoví bude prověřena (stanovena) maximální TTZ s přidruženou rychlostí a stávající TTZ s maximální přidruženou rychlostí
4. Posouzení ocelových nosných konstrukcí na 3D výpočetním modelu, tuhost styčníků bude stanovena podrobným výpočtem a bude následně zohledněna jejich nelinearita v globálním modelu
5. U ocelových nosných konstrukcí s horní mostovkou bude vždy zajištěno provedení výpočtu rychlosti větru v lokalitě od ČHMÚ se zohledněním tvaru a drsnosti terénu, nadmořské výšky a směru větru (předpis SŽ S5/1 příloha G)

1.1.8 PLNÁ IDENTIFIKACE AUTORA STATICKÉHO VÝPOČTU

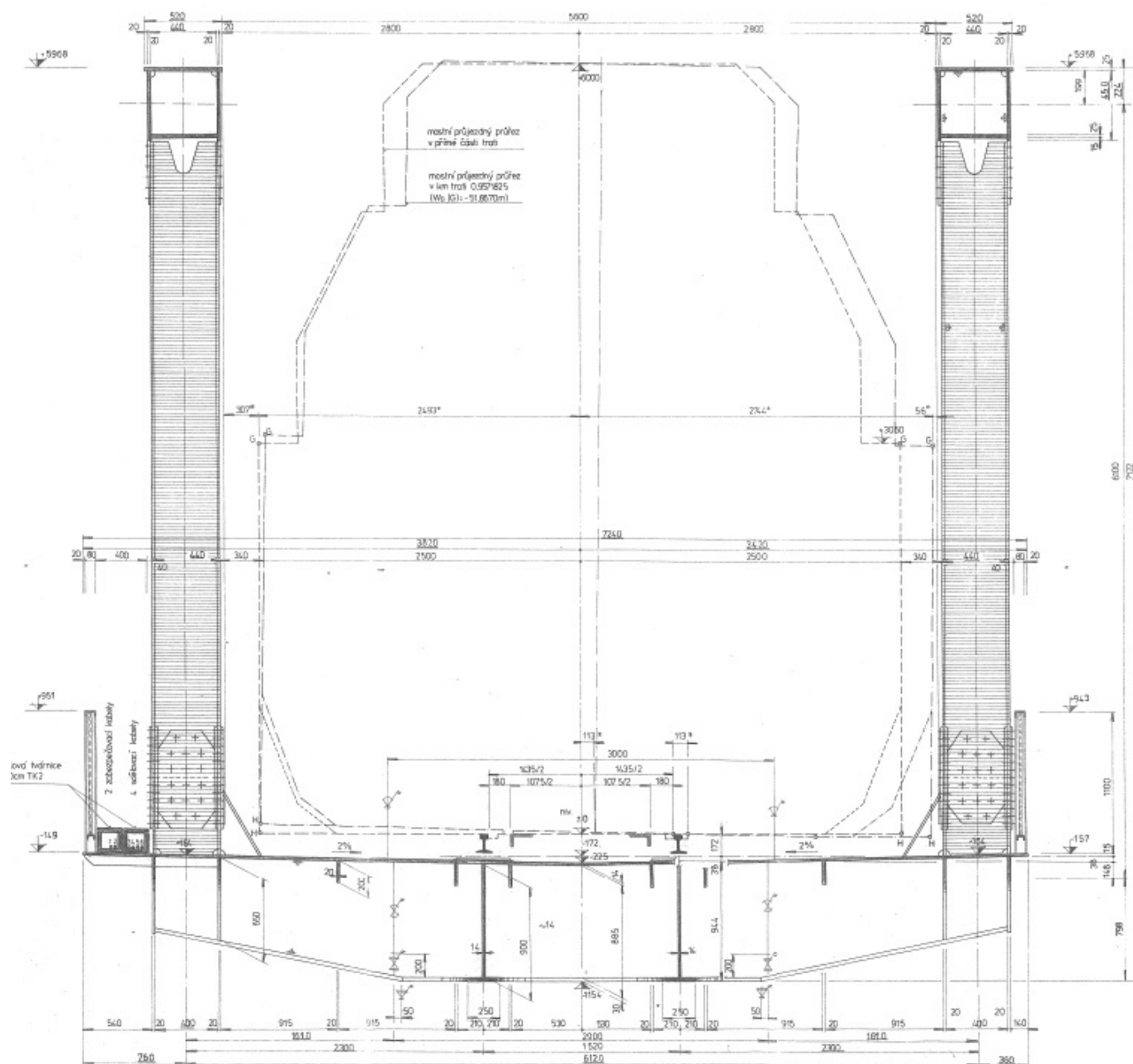
Vypracoval: Ing Pavel Očadlík	Autorizace: obor IM00, č.0012829	
Kontroloval: prof. Ing. Pavel Ryjáček, PhD.	Autorizace: obor IM00, č.0009851	
Firma: ČVUT Fa Stavební		
Datum: 06.2024		

Poznámka:

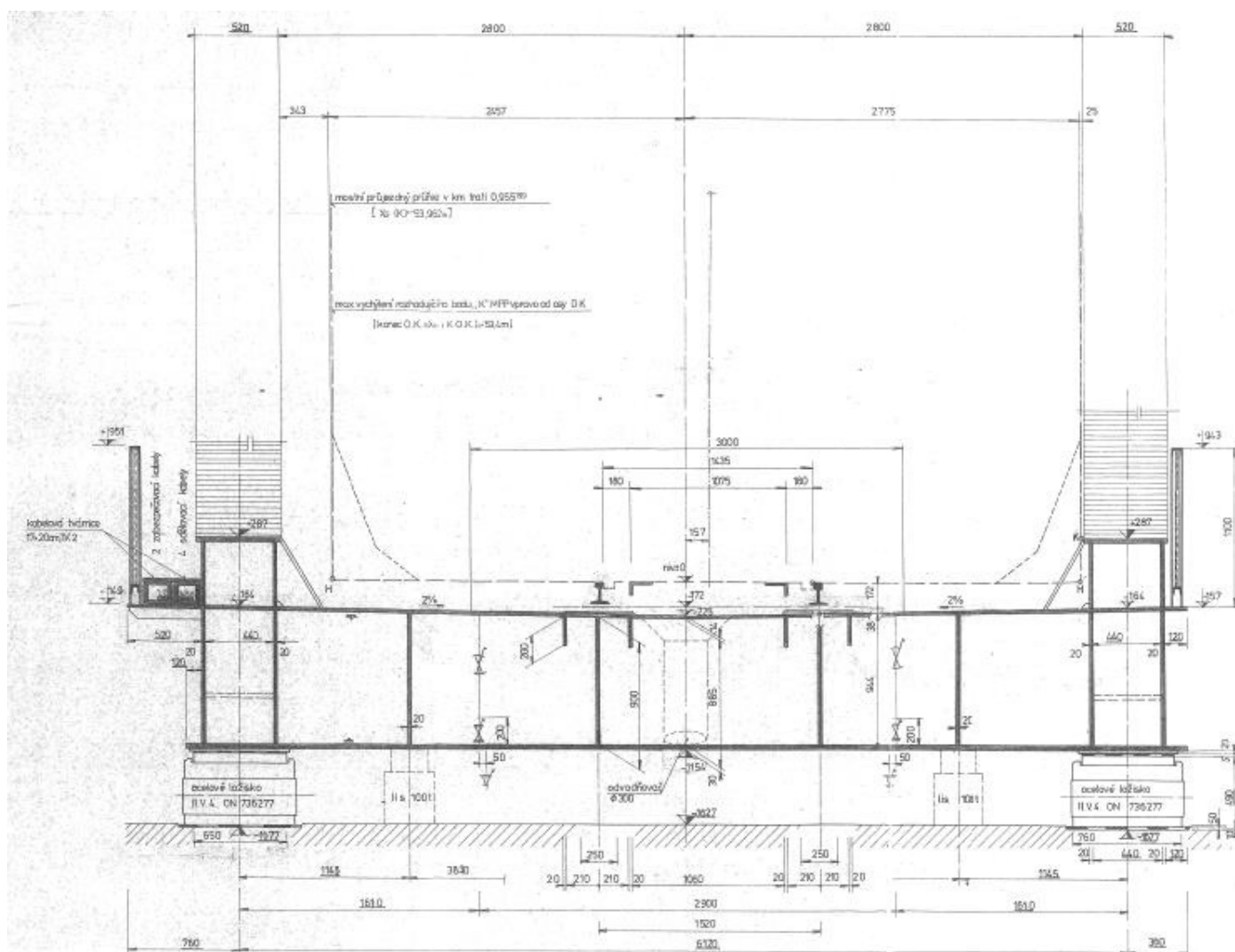
Veškeré originály, vstupní a výstupní data z výpočtových modelů budou archivovány v tištěné i digitální podobě ve firmě Ing. Pavel Očadlík, po dobu nejméně 10 let.



1.2 GRAFICKÉ PŘÍLOHY KE STATICKÉMU VÝPOČTU

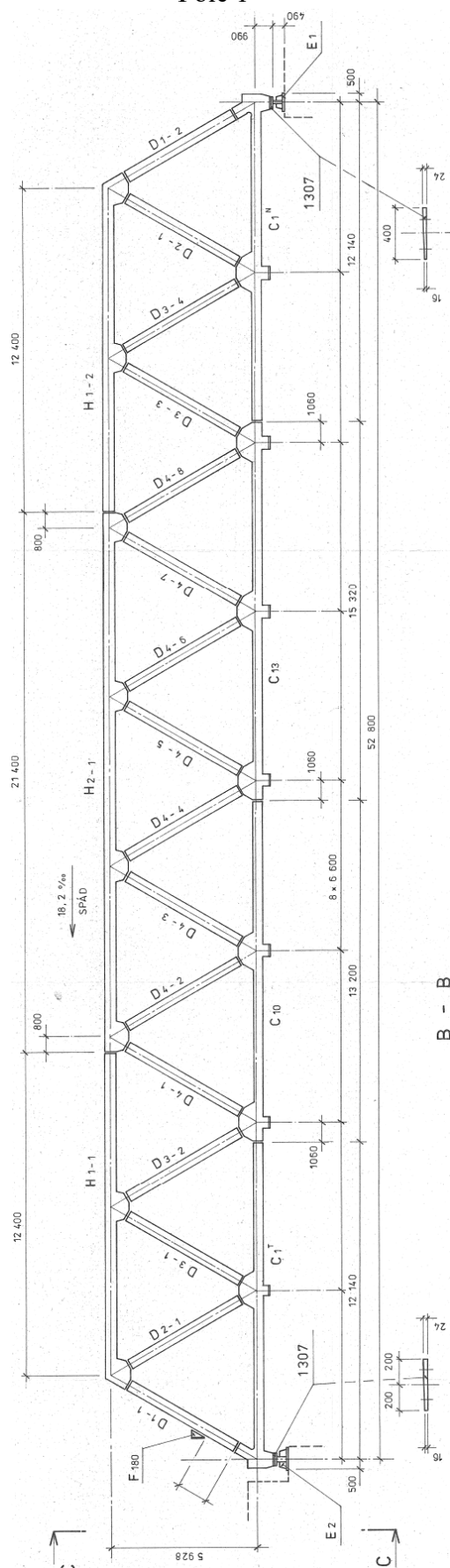


Příčný řez v poli

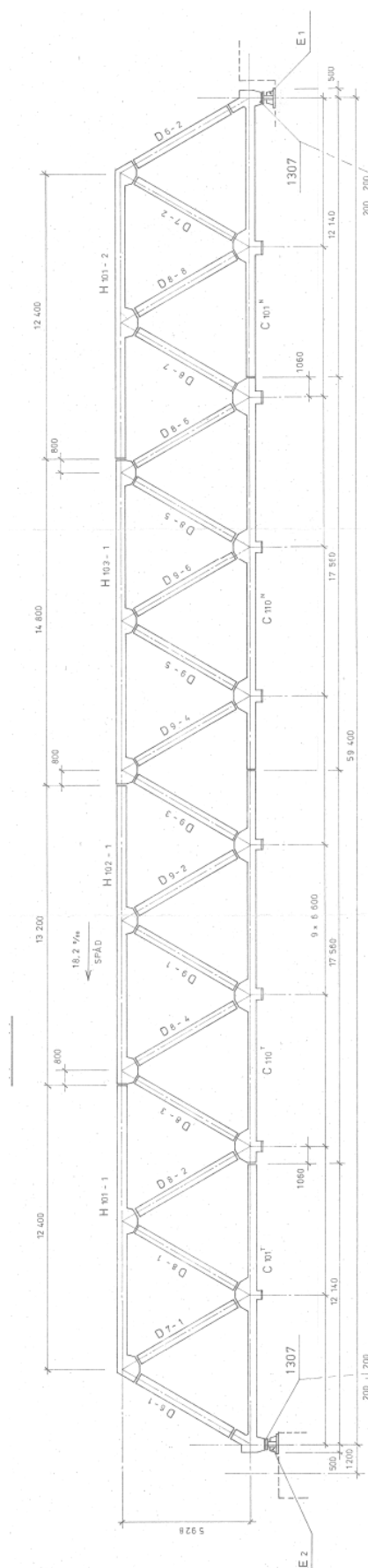


Příčný řez nad podporou

Pole 1



Pole 2



2 ČÁST 2 - NOSNÁ KONSTRUKCE

2.1 VLASTNÍ VÝPOČET

2.1.1 VŠEOBECNĚ

2.1.1.1 POPIS POUŽITÉ TEORIE

2.1.1.1.1 GLOBÁLNÍ ANALÝZA

Vnitřní síly jsou stanoveny pružnou analýzou 1. řádu s použitím počáteční geometrie konstrukce. Analýza 2. řádu byla prováděna vzhledem k **nesplnění** podmínky ČSN EN 1993-1-1 5.2.1:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

Určení α_{cr} bylo provedeno pro rozhodující maximální kombinaci, vyvolávající maximální tlak v horním pásu hl. nosníku. Pro globální vybočení pro pole 1 vyšla hodnota kritického násobku zatížení $\alpha_{cr}=7,42$, pro pole 2 vyšla hodnota kritického násobku zatížení $\alpha_{cr}=6,14$.

Účinky smykového ochabnutí na vnitřní síly v prutech nejsou významné, účinky smykového ochabnutí plechu mostovky byly zachyceny přímo v modelu tím, že byla modelována jako plošný deskostěnový prvek. Účinky lokálního boulení nejsou při stanovení vnitřních sil uvažovány, neboť významně neovlivňují tuhost konstrukce.

2.1.1.1.2 POSOUZENÍ

Konstrukce má průřezy třídy 1,2,3 a 4 a jsou všechny posouzeny pružně, u průřezů 4. třídy jsou uvažovány efektivní průřezy.

Posouzení tlačných průřezů je provedeno pomocí stabilitních posudků s uvažováním imperfekcí jednotlivých prutů. Podrobnější popis viz dále.

2.1.1.2 KRITICKÁ MÍSTA PRO POSUDEK

Pro posouzení hlavní nosné konstrukce byly vybrány kritické body posudku na základě vytypovaných míst z modelu konstrukce přímo v programu SCIA, pro rozhodující kombinace vnitřních sil s největším namáháním a rovněž s ohledem na symetrii konstrukce.

OCELOVÁ KONSTRUKCE MOSTU POSUDEK POLE 1 č. 01 - 58

Ocelová konstrukce mostu byla posouzena v 1. MS ve 58 bodech:

Bod posudku	Typ prvku
1-8	Hlavní nosník – horní pás - HP
9-24	Hlavní nosník – diagonála - D
25-36	Hlavní nosník – dolní pás - DP
37-48	Mostovka – podélník - PO
49-58	Mostovka - příčník - PR

OCELOVÁ KONSTRUKCE MOSTU POSUDEK POLE 2 č. 01 - 68

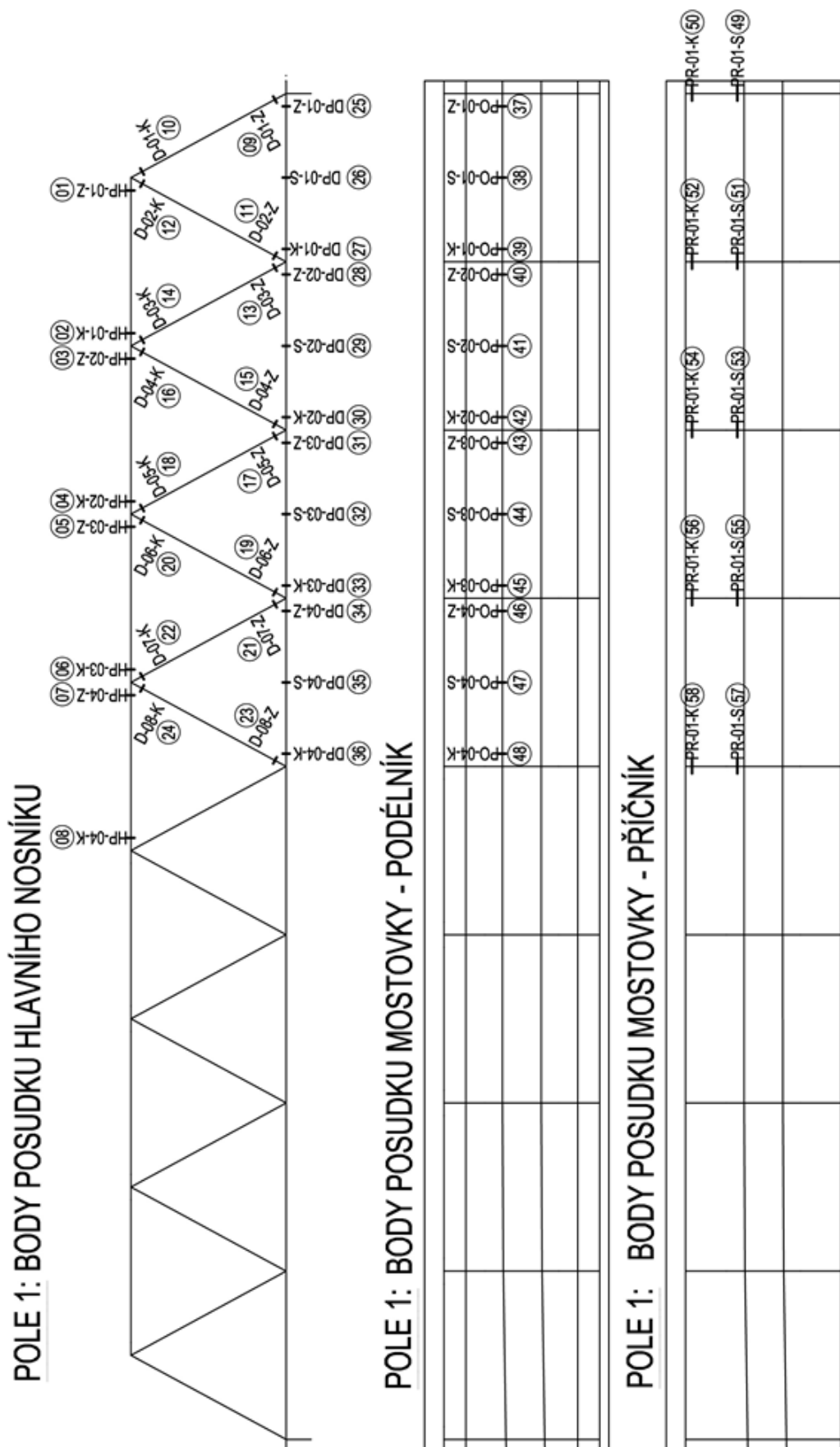


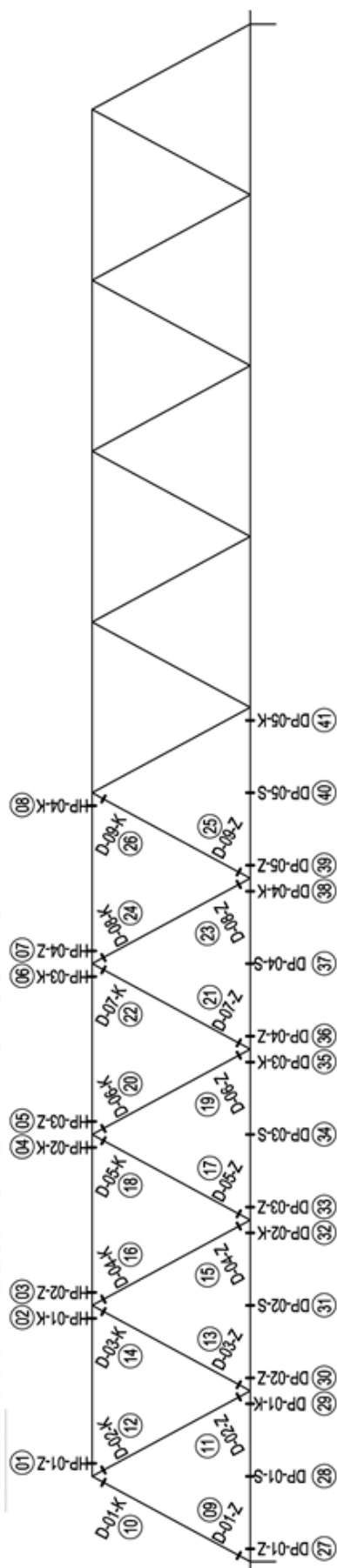
Ocelová konstrukce mostu byla posouzena v 1. MS ve 68 bodech:

Bod posudku	Typ prvku
1-8	Hlavní nosník – horní pás - HP
9-26	Hlavní nosník – diagonála - D
27-41	Hlavní nosník – dolní pás - DP
42-56	Mostovka – podélník - PO
57-68	Mostovka - příčník - PR



2.1.1.3 KRITICKÁ MÍSTA PRO POSUDEK – SCHÉMA





POLE 2: BODY POSUDKU MOSTOVKY - PODÉLNÍK

42	PO-01-Z				
43	PO-01-S				
44	PO-01-K				
45	PO-02-Z				
46	PO-02-S				
47	PO-02-K				
48	PO-03-Z				
49	PO-03-S				
50	PO-03-K				
51	PO-04-Z				
52	PO-04-S				
53	PO-04-K				
54	PO-05-Z				
55	PO-05-S				
56	PO-05-K				

POLE 2: BODY POSUDKU MOSTOVKY - PŘÍČNÍK

PR-01-K(59)	PR-02-K(60)	PR-03-K(62)	PR-04-K(64)	PR-05-K(66)	PR-06-K(68)
PR-01-S(57)	PR-02-S(59)	PR-03-S(61)	PR-04-S(63)	PR-05-S(65)	PR-06-S(67)

2.1.1.4 ZPŮSOB POSOUZENÍ – 1.MS

Pro získání požadovaných výsledků (tj. zatížitelnost a využití průřezu přechodnosti) v kritických bodech konstrukce je nutno celý výpočet rozdělit do 2 samostatných kroků:

A. výpočet rozhodujících vnitřních sil, deformací a reakcí - 3D model - SCIA

B. výpočet zatížitelnosti, využití průřezu a posouzení přechodnosti v kritických bodech konstrukce - tabulky MS EXCEL.

Propojení mezi částí A. a B. je realizováno pomocí překopírování výstupních dat z části A.(textový formát) do části B.pomocí makra programu MS Excel, kde se tato data stanou součástí dále již plně automatizovaného systému posuzovacích tabulek.

POPIS ČÁSTI B. - SYSTÉM STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI A PŘECHODNOSTI O.K.
TABULKY MS EXCEL

B1. tabulka č.1 – viz příloha A

Název : Základní průřezové charakteristiky
Vstupy : Proužkovou metodou se zadají všechny části průřezu, oslabení otvory, lokální oslabení koroze, krajní body průřezu pro stanovení napětí. Fyzicky je provedeno pomocí načtení dat z dxf souboru programu Acad pomocí makra programu MS Excel.
Výsledek : Průřez.charakteristiky plného i oslabeného průřezu, grafická kontrola zadání
Poznámka : 1 stránka pro 1 posudek (průřez)

B2. tabulka č.2.1-č.2.12 - viz příloha B

Název : Základní skupiny zatěžovacích stavů - přehled vnitřních sil
Vstupy :rozhodující vnitřní síly N_x , M_y , M_z a V_z z programu SCIA 32 - 3.80.185, náhradní rozpětí prvku L_d ,
Výsledek : Dynamický součinitel, výpis vnitřních sil po jednotlivých skupinách zatěžovacích stavů
Poznámka : 1 stránka pro 10 posudků
tab. č. 2.1 - skupina zatěžovacích stavů -G
tab. č. 2.2 - skupina zatěžovacích stavů -P
tab. č. 2.3 - skupina zatěžovacích stavů -O - nepoužito
tab. č. 2.4 - skupina zatěžovacích stavů -B
tab. č. 2.5 - skupina zatěžovacích stavů -S
tab. č. 2.6 - skupina zatěžovacích stavů -CH
tab. č. 2.7 - skupina zatěžovacích stavů -W-P
tab. č. 2.8 - skupina zatěžovacích stavů - T-E - nepoužito
tab. č. 2.9 - skupina zatěžovacích stavů - T-N
tab. č. 2.10 - skupina zatěžovacích stavů - K - nepoužito
tab. č. 2.11 - skupina zatěžovacích stavů - RL
tab. č. 2.12 - skupina zatěžovacích stavů - D4-80
tab. č. 2.13 - skupina zatěžovacích stavů - VZ

B3. tabulka č.3.1+3.2 viz příloha B

Název : Lineární kombinace zatěžovacích stavů - přehled vnitřních sil
Vstupy : Kombinační předpis - součinitel kombinace
Výsledek : Rozhodující lineární kombinace vnitřních sil - obálka extrémů řídicích sil a příslušné hodnoty ostatních veličin
Poznámka : tab. č.3.1 - Přehled kombinací - 1 stránka pro celý projekt
: tab. č.3.2 - Rozhodující kombinace - 1 stránka pro 10 posudků



B4. tabulka č.4+č.5 –není dokladováno, uloženo u zpracovatele statického výpočtu

Název	: Stabilita tlačného a ohýbaného prutu, posudek spojek členěného prutu
Vstupy	: Vzpěrné délky, geometrie prutu
Výsledek	: Součinitel vzpěru tlačného prutu, součinitel klopení ohýbaného prutu, posudek spojek
Poznámka	: 1 stránka pro 1 posudek - tab. č.4 - klopení, tab. č.5 – vzpěr + posudek spojek

B5. tabulka č.6+č.7+č.8 viz příloha C

Název	: Posouzení 1.MS - únosnost, zatížitelnost
Vstupy	: Výstupy předchozích tabulek , volba metody výpočtu stability
Výsledek	: Normálové, smykové a srovnávací napětí v kritických bodech, výběr extrému, výběr extrémně zatížených vláken , výpočet využití průřezu, stanovení nejnižší zatížitelnosti v kritickém bodě ze všech kombinací
Poznámka	: 1 stránka pro 1 posudek tab. č.6 - výpočet napětí - 1.MS - využití průřezu – kombinace tab. č.7 - rozhodující zatížitelnost tab. č.8 - shrnutí výsledků
Podrobně:	Tabulka A – zopakování průřezových charakteristik posuzovaného průřezu Tabulka B – součinitel související se stabilitou prvku (součinitel vzpěru, klopení, interakční součinitele) Tabulka C – rozhodující kombinace vnitřních sil (kombinace s LM 71 s klasifikačním součinitelem $\alpha=1.0$) Tabulka D – přehled napětí a využití v jednotlivých bodech průřezu pro rozhodující kombinace vnitřních sil (kombinace s LM 71 s klasifikačním součinitelem $\alpha=1.0$) Tabulka E – výpočet zatížitelnosti Tabulka F – shrnutí výsledků – posouzení pro rozhodující kombinace vnitřních sil (kombinace s LM 71 s klasifikačním součinitelem $\alpha=1.0$) Tabulka G - shrnutí výsledků – přehled zatížitelnosti průřezu
Poznámka	: Využití v tabulce D je pro rozhodující kombinace s LM71 s klasifikačním součinitelem $\alpha=1.0$. V případě, že je využití větší než 100% je zatížitelnost nižší než 1.0.

B6. tabulka č.9

Název	: Přehled zatížitelnosti ocelové nosné konstrukce - shrnutí
Vstupy	: Výsledné hodnoty z tabulek č.6 + č.7 + č.8
Výsledek	: výsledná zatížitelnost ocelové nosné konstrukce mostu
Poznámka	: 1.stránka - pro 10 posudků

B7. tabulka č.10

Název	: Určení přechodnosti ocelové nosné konstrukce
Vstupy	: Výsledné hodnoty z tabulek č.6 + č.7 + č.8
Výsledek	: výpočet přechodnosti ocelové nosné konstrukce mostu
Poznámka	: 1.stránka - pro 10 posudků



2.1.1.5 POUŽITÉ VZORCE PRO POSUDEK

Pruty konstrukce jsou obecně namáhané kombinací vnitřních sil (osová síly, posouvající síla, kroutící moment a ohybové momenty). Formule uvedené v ČSN EN 1993-1-1 jsou v tabulkách posouzení (tab. 6) modifikovány vzhledem k použití pružného posudku na výpočet napětí v daném bodě a teprve na závěr je vyjádřen součinitel η .

Obecně je pro posouzení kombinace osové síly a momentu použit vzorec:

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0,$$

který je v případě tlaku dále doplněn interakčními koeficienty.

2.1.1.5.1 KOMBINACE TLAKU A OHYBU

Pruty namáhané kombinací tlaku a ohybu a splňující podmínky kapitoly (dvouose symetrické pruty stálého průřezu) jsou posouzeny dle ČSN EN 1993-1-1 – kapitola 6.3.3:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

kde N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ a $M_{z,Ed}$ jsou návrhové hodnoty tlakové síly a největších momentů k ose y-y a z-z, působící na prutu;

$M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ momenty v důsledku posunu těžišťové osy podle 6.2.9.3, pro průřezy třídy 4, viz tabulku 6.7;

χ_y a χ_z součinitele vzpěrnosti při rovinném vzpěru podle 6.3.1;

χ_{LT} součinitel klopení podle 6.3.2;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} součinitele interakce.

Vzhledem k použité metodice tj. kdy koeficienty „k“ v metodě dle 6.3.3 ČSN EN 1993-1-1 závisí na osové síle, je nutné provádět výpočet zatížitelnosti iterační metodou. K iteraci rovněž vede i použití úlevy dle MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů kapitoly 4.7.7 kdy lze účinky bočního rázu, odstředivé síly a brzdňích sil redukovat s ohledem na dosaženou zatížitelnost (< 1.0).

Proces iterace nelze prakticky zdokumentovat a proto je v tabulkách již jen výsledek této iterace provedené v programu MS Excel pomocí maker VBA.



2.1.1.5.2 KOMBINACE TLAKU, OHYBU, PŘÍČNÉ SÍLY A SMYKU

Pro posouzení kombinace tlaku, ohybu a smyku je použita obecná rovnice 6.1 dle ČSN EN 1993-1-1

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1$$

kde $\sigma_{x,Ed}$ je návrhová hodnota podélného normálového napětí v uvažovaném bodu;

$\sigma_{z,Ed}$ návrhová hodnota příčného normálového napětí v uvažovaném bodu;

τ_{Ed} návrhová hodnota smykového napětí v uvažovaném bodu.

Podélná normálová napětí jsou případně spočtena rovněž s vlivem vzpěru a klopení prvku s použitím γ_{M1} . Smykové napětí je spočteno konzervativně jako maximum (v absolutní hodnotě) z pružného rozdělení smyku a z plastického rozložení smyku.

Vliv příčné síly se vyjma podélníku a příčníku na konstrukci nevyskytuje.

Podélník a příčník je posouzen na příčné síly pomocí vztahu ČSN EN 1993-1-5 :

$$\eta_2 + 0,8 \eta_1 \leq 1,4$$

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{yw} L_{eff} t_w} \leq 1,0$$

γ_{M1}

kde F_{Ed} je návrhová příčná síla;

L_{eff} účinná délka pro únosnost na příčné síly,

t_w tloušťka stojiny.

V posudku je prokázáno, že příčná síla nemá vliv na podélnou únosnost podélníku a příčníku.

2.1.1.6 ZPŮSOB POSOUZENÍ – 2.MS

2.1.1.6.1 POSOUZENÍ OMEZENÍ NAPĚTÍ V OCELI

Vzhledem k tomu, že je konstrukce v 1.MS (mezním stavu únosnosti) posouzena pružně, není potřeba provádět ověření pružného působení v 2. MS (mezním stavu použitelnosti).

2.1.1.6.2 OMEZENÍ DÝCHÁNÍ STĚN

Vzhledem k typu konstrukce není nutné posuzovat.

2.1.1.6.3 KRITÉRIA BEZPEČNOSTI DOPRAVY A KRITÉRIA POHODY CESTUJÍCÍCH



V MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015) je v kapitole A.2.4.5 uvedeno, že pro stávající ocelové mosty s prvkovou mostovkou se stanoví zatížitelnost pouze z kritéria svislého průhybu. Ostatní kritéria se dle kapitoly A.2.4.6 posuzují pouze u mostů s průběžným šterkovým ložem. V ČSN EN 1991-2 6.5.4 jsou uvedeny kritéria platná pouze pro mosty s kolejovým ložem, pro mosty s přímo pojížděnou mostovkou se mají stanovit pro konkrétní projekt. Vzhledem k tomu, že se na mostě dosud nevyskytly poruchy způsobené překročením některých z kritérií, nebudou tato kritéria z ČSN EN 1991-2 6.5.4 dále posuzována.

Jsou posouzena tato kritéria:

- SVISLÝ PRŮHYB - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.3.2
- SVISLÉ ZRYCHLENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.1
- ZKROUCENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.2
- SVISLÁ PŘETVOŘENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.3
- PŘÍČNÁ PŘETVOŘENÍ A KMITÁNÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.4

2.1.1.7 POSOUZENÍ NA ÚNAVU

Posouzení přechodnosti z únavy se stanovuje pouze na rozhodnutí odborného útvaru zadavatele, což nebylo v zadání přepočtu a nebyla tedy stanovována. Rovněž nebyla stanovena zatížitelnost z únavy.

2.1.1.8 STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI

2.1.1.8.1 VŠEOBECNĚ

Pro stanovení zatížitelnosti NOK je požadována kategorie C:

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

kde R_d je návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu,

$E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,

$\sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

Pro některé posudky nelze zatížitelnost vyjádřit explicitním vzorcem a je nutné provést iterační výpočet – viz podrobný popis teorie posouzení.



2.1.1.9 POSOUZENÍ PŘECHODNOSTI

Konstrukce je posouzena na přechodnost dle metodiky MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů.

Vzorec pro ověření přechodnosti:

$$Z_{LM71} \geq \psi \lambda_{LM71}, \quad (5.1)$$

kde ψ je součinitel dynamické redukce daný vztahem

$$\psi = \phi_{T1} / \Phi_i, \quad (5.2)$$

λ_{LM71} je účinnost provozního zatížení vyjádřená výrazem

$$\lambda_{LM71} = E_{T,Ed} / E_{LM71,Ed}, \quad (5.3)$$

kde ϕ_{T1} je dynamický součinitel ϕ_{T1} nebo ϕ_{T2} podle 5.2 pro provozní zatížení,

Φ_i je dynamický součinitel podle 4.3.14 (Φ_2 , Φ_3) této směrnice pro model zatížení 71,

$E_{T,Ed}$ je návrhová hodnota statického účinku ověřovaného provozního zatížení specifikovaného v 5.1.2 v posuzovaném místě prvku mostního objektu,

$E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota statického účinku modelu zatížení 71 v posuzovaném místě prvku mostního objektu,

Z_{LM71} je rozhodující zatížitelnost v stejném místě posuzovaného prvku mostního objektu.

$$Z_{LM71} \geq \sum_{i=1}^n k_i \psi_i \lambda_{LM71,i},$$

kde k_i je podíl účinku zatížení definovaného i-tou příčinkovou čarou na celkovém namáhání prvku mostního objektu.



2.1.2 PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

2.1.2.1 STANOVENÍ PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK

Průřezové charakteristiky jsou určeny s ohledem na oslabení otvory a s ohledem lokální boulení a smykové ochabnutí (efektivní průřezy). Případné oslabení korozí je přímo započteno ve vlastním zadaném tvaru průřezu, což lépe vystihuje vliv oslabení na jednotlivé parametry průřezu, než jednotný součinitel koroze. Dále je tedy součinitel koroze uvažován 1.0, vzhledem k zadání oslabení přímo do výpočtu průřezových charakteristik. Vzhledem ke stavu konstrukce však oslabení korozí není vůbec uvažováno.

Výpočet průřezových charakteristik posuzovaných průřezů je uveden v části 6 příloha A.

2.1.2.2 STANOVENÍ EFEKTIVNÍCH PRŮŘEZŮ

Stanovení efektivních průřezů s ohledem na lokální boulení a smykové ochabnutí je provedeno dle ČSN EN 1993-1-5.

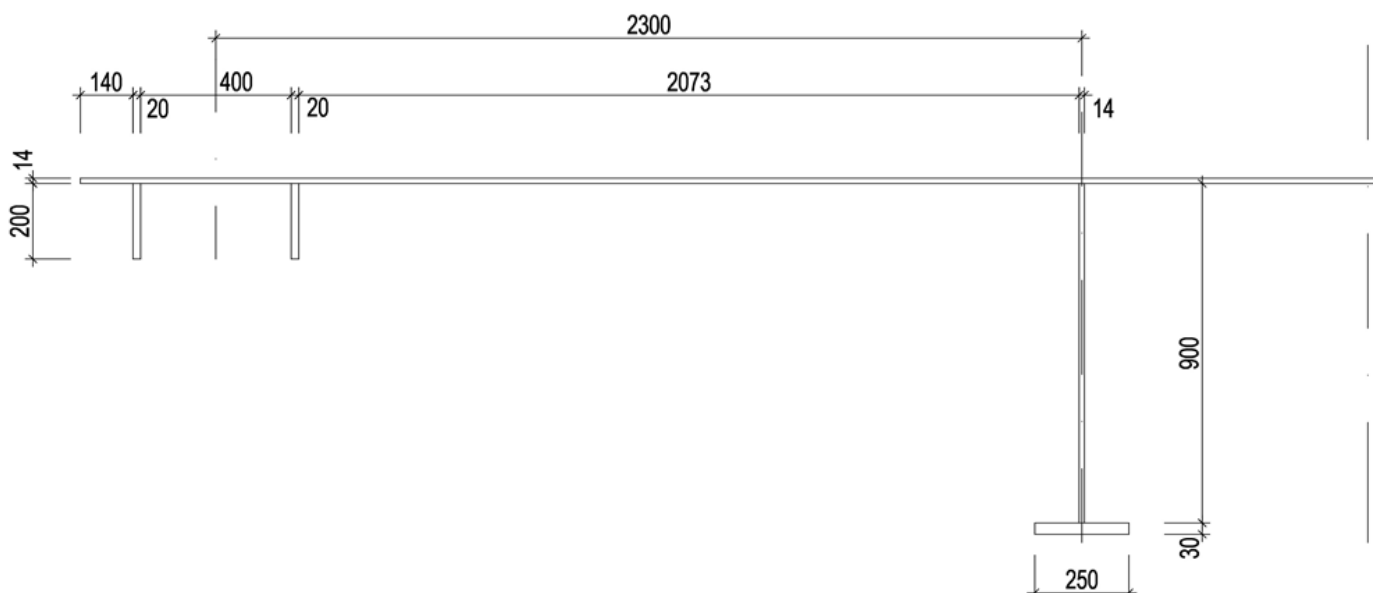
Efektivní průřezy jsou stanovené pro dolní pás hlavního nosníku, pro podélník a pro příčník. Ostatní průřezy jsou třídy min. 3 a bez vlivu smykového ochabnutí.

2.1.2.2.1 DOLNÍ PÁS HN

Dolní pás je tvořen plechem mostovky tl. 14 mm a dvěma podélnými výztuhami 20x200 mm.

Stanovení efektivního průřezu dolního pasu je vzhledem ke kombinaci lokálního a globálního namáhání stanoveno je provedeno následovně:

Protože je plech mostovky v modelu modelován deskostěnově, je vliv smykového ochabnutí již zahrnut v průběhu napětí v plošném prvku plechu mostovky. Výztuhy jsou pak modelovány jako žebro plošného prvku. Pro stanovení vnitřních sil při integraci do žebra je brána šířka mostovky od okraje plechu do poloviny mezi osou HN a osou podélníku.



Pro posouzení je stanoven efektivní průřez z hlediska smykového ochabnutí a lokálního boulení. Mezilehlá výztuha je zanedbána.

Smykové ochabnutí:

Pro smykové ochabnutí z hlediska normálové síly v dolním pase, je předpokládáno, že normálová síla vzniká dominantně z globálního působení a ohybový moment pak z lokálního působení.

Protože pro globální působení je součinitel smykového ochabnutí pro MSÚ roven jedné i pro menší pole jak u podpory tak v poli, jsou průřezy pro obě pole shodné.

DOLNÍ PÁS - SMYKOVÉ OCHABNUTÍ PRO NORMÁLOVOU SÍLU (GLOBÁLNÍ ÚČINEK)**Výpočet smykového ochabnutí dle ČSN EN 1993-1-5****U PODPORY**

$b_0 =$	1150.0 mm	šířka (přečnickující část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	52800.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	0.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	○	○	⊗	○
$\alpha_0 =$	1.000 -	součinitel ortotropie				
$\kappa =$	0.022 -	součinitel				
$\beta =$	0.997 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^{\kappa} =$	1.000 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

V POLOVINĚ ROZPĚTÍ

$b_0 =$	1150.0 mm	šířka (přečnickující část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	52800.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	0.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	⊗	○	○	○
$\alpha_0 =$	1.000 -	součinitel ortotropie				
$\kappa =$	0.022 -	součinitel				
$\beta =$	0.997 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^{\kappa} =$	1.000 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

DOLNÍ PÁS - SMYKOVÉ OCHABNUTÍ PRO OHYBOVÝ MOMENT (LOKÁLNÍ ÚČINEK)**Výpočet smykového ochabnutí dle ČSN EN 1993-1-5****U PODPORY (VE STYČNÍKU)**

$b_0 =$	1150.0 mm	šířka (přečnickující část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6600.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	0.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	○	⊗	○	○
$\alpha_0 =$	1.000 -	součinitel ortotropie				
$\kappa =$	0.174 -	součinitel				
$\beta =$	0.481 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^{\kappa} =$	0.880 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

V POLOVINĚ ROZPĚTÍ (MEZI STYČNÍKY)

$b_0 =$	1150.0 mm	šířka (přečnickující část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6600.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	0.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	⊗	○	○	○
$\alpha_0 =$	1.000 -	součinitel ortotropie				
$\kappa =$	0.174 -	součinitel				
$\beta =$	0.837 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^{\kappa} =$	0.970 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				



Lokální boulení:

Výpočet boulení bez podélných výztuh dle ČSN EN 1993-1-5

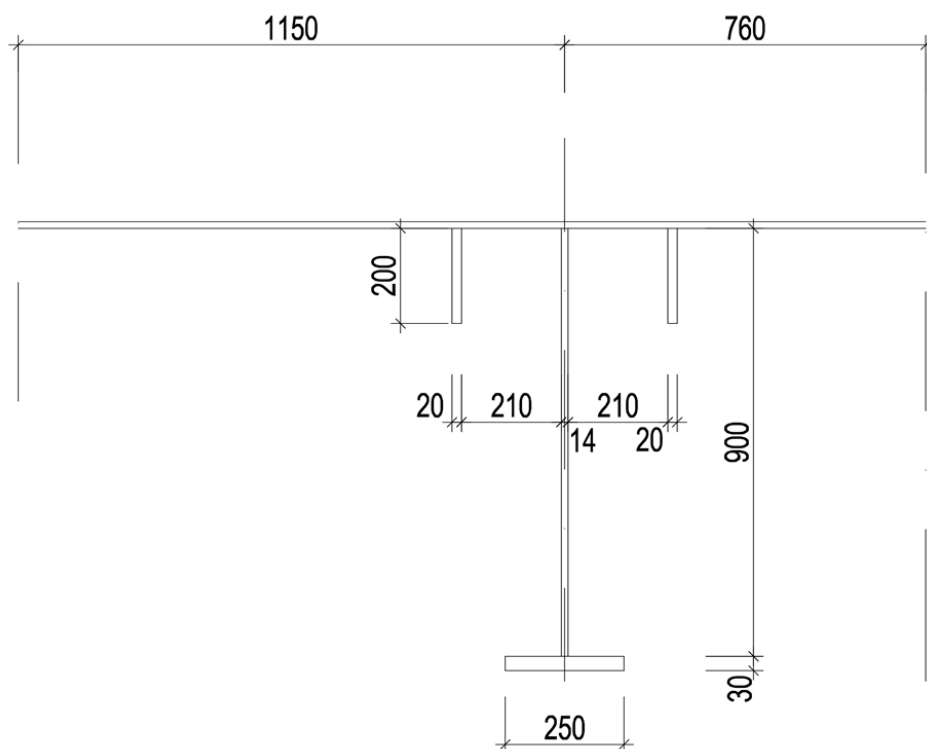
DP - BOULENÍ PANELŮ MEZI VÝZTUHAMÍ

b(c)=	2073.0	mm	šířka (přečnávající část; šířka vnitřní části)	TYP TLAČENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)		
t=	14.0	mm	tloušťka panelu			
f _y =	235.0	MPa	mez kluzu oceli	Vnitřní tlačená část	Přečnávající tlačená část - větší tlak na volném okraji	Přečnávající tlačená část - větší tlak u vetknutí
ψ=	1.000	-	poměr napětí na panelu	⊗	○	○
ε=	1.000	-	poměr mezí kluzu			
k _σ =	4.000	-	součinitel kritického napětí			
λ _p =	2.607	-	poměrná štíhlost			
ρ=	0.351	-	součinitel boulení			
b _c =	2073.0	mm	tlačená část panelu			
b _t =	0.0	mm	tažená část panelu			
b _{eff} =	728.1	mm	efektivní tlačená část panelu			
b _{e1} =	364.0	mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání			
b _{e2} =	364.0	mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání			

Boulení dolního pasu při namáhání tlakem jako vyztužené stěny s výztuhami je dále uvažováno v posouzení bezpečně součinitelem vzpěru pro prutové chování.

Efektivní průřezy jsou do posuzovacích tabulek zavedeny náhradně pomocí otvorů.

2.1.2.2.2 PODÉLNÍK



Smykové ochabnutí:

Pro smykové ochabnutí z hlediska normálové síly v podélníku, je předpokládáno, že normálová síla vzniká dominantně z globálního působení a ohybový moment pak z lokálního působení. Protože pro globální působení je součinitel smykového ochabnutí pro MSÚ roven jedné i pro menší pole jak u podpory tak v poli, jsou průřezy pro obě pole shodné.

PODÉLNÍK - SMYKOVÉ OCHABNUTÍ PRO NORMÁLOVOU SÍLU (GLOBÁLNÍ ÚČINEK)**Výpočet smykového ochabnutí dle ČSN EN 1993-1-5****U PODPORY - LEVÝ PANEL**

$b_0 =$	1150.0 mm	šířka (přečnívající část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	52800.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sI} =$	4000.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0				
$\alpha_0 =$	1.117 -	součinitel ortotropie				
$\kappa =$	0.024 -	součinitel				
$\beta =$	0.996 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^{\kappa} =$	1.000 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

U PODPORY - PRAVÝ PANEL

$b_0 =$	760.0 mm	šířka (přečnívající část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	52800.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sI} =$	4000.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0				
$\alpha_0 =$	1.173 -	součinitel ortotropie				
$\kappa =$	0.017 -	součinitel				
$\beta =$	1.000 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^{\kappa} =$	1.000 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

V POLI - LEVÝ PANEL

$b_0 =$	1150.0 mm	šířka (přečnívající část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	52800.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sI} =$	4000.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0				
$\alpha_0 =$	1.117 -	součinitel ortotropie				
$\kappa =$	0.024 -	součinitel				
$\beta =$	0.996 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^{\kappa} =$	1.000 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

V POLI - PRAVÝ PANEL

$b_0 =$	760.0 mm	šířka (přečnívající část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	52800.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sI} =$	4000.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0				
$\alpha_0 =$	1.173 -	součinitel ortotropie				
$\kappa =$	0.017 -	součinitel				
$\beta =$	1.000 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^{\kappa} =$	1.000 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				



PODÉLNÍK - SMYKOVÉ OCHABNUTÍ PRO OHYBOVÝ MOMENT (LOKÁLNÍ ÚČINEK)**Výpočet smykového ochabnutí dle ČSN EN 1993-1-5****U PODPORY (U PŘÍČNÍKU) - LEVÝ PANEL**

$b_0 =$	1150.0 mm	šířka (přečínající část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6600.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	4000.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	○	●	○	○
$\alpha_0 =$	1.117 -	součinitel ortotropie				
$k =$	0.195 -	součinitel				
$\beta =$	0.451 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^k =$	0.856 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

U PODPORY (U PŘÍČNÍKU) - PRAVÝ PANEL

$b_0 =$	760.0 mm	šířka (přečínající část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6600.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	4000.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	○	●	○	○
$\alpha_0 =$	1.173 -	součinitel ortotropie				
$k =$	0.135 -	součinitel				
$\beta =$	0.549 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^k =$	0.922 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

V POLI - LEVÝ PANEL

$b_0 =$	1150.0 mm	šířka (přečínající část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6600.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	4000.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	●	○	○	○
$\alpha_0 =$	1.117 -	součinitel ortotropie				
$k =$	0.195 -	součinitel				
$\beta =$	0.805 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^k =$	0.959 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

V POLI - PRAVÝ PANEL

$b_0 =$	760.0 mm	šířka (přečínající část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6600.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	4000.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	●	○	○	○
$\alpha_0 =$	1.173 -	součinitel ortotropie				
$k =$	0.135 -	součinitel				
$\beta =$	0.895 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^k =$	0.985 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				



Lokální boulení:**Výpočet boulení bez podélných výztuh dle ČSN EN 1993-1-5****PODÉLNÍK - BOULENÍ PANELŮ MEZI VÝZTUHAMÍ****LEVÝ PANEL PLECHU MOSTOVKY 1**

b(c)=	1843.0 mm	šířka (přečtnavací část; šířka vnitřní části)	TYP TLACENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu	
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli	Vnitřní tlačná část
ψ=	1.000	poměr napětí na panelu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak na volném okraji
ε=	1.000	poměr mezi kluzu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak u vetknutí
k _{cr} =	4.000	součinitel kritického napětí	⊗
λ _p =	2.318	poměrná štíhlost	⊙
ρ=	0.391	součinitel boulení	⊙
b _{cl} =	1843.0 mm	tlačná část panelu	
b _{tl} =	0.0 mm	tažená část panelu	
b _{eff} =	719.7 mm	efektivní tlačná část panelu	
b _{e1} =	359.9 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání	
b _{e2} =	359.9 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání	

LEVÝ PANEL PLECHU MOSTOVKY 2

b(c)=	210.0 mm	šířka (přečtnavací část; šířka vnitřní části)	TYP TLACENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu	
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli	Vnitřní tlačná část
ψ=	1.000	poměr napětí na panelu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak na volném okraji
ε=	1.000	poměr mezi kluzu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak u vetknutí
k _{cr} =	4.000	součinitel kritického napětí	⊗
λ _p =	0.264	poměrná štíhlost	⊙
ρ=	1.000	součinitel boulení	⊙
b _{cl} =	210.0 mm	tlačná část panelu	
b _{tl} =	0.0 mm	tažená část panelu	
b _{eff} =	210.0 mm	efektivní tlačná část panelu	
b _{e1} =	105.0 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání	
b _{e2} =	105.0 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání	

PRÁVÝ PANEL PLECHU MOSTOVKY 1

b(c)=	210.0 mm	šířka (přečtnavací část; šířka vnitřní části)	TYP TLACENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu	
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli	Vnitřní tlačná část
ψ=	1.000	poměr napětí na panelu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak na volném okraji
ε=	1.000	poměr mezi kluzu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak u vetknutí
k _{cr} =	4.000	součinitel kritického napětí	⊗
λ _p =	0.264	poměrná štíhlost	⊙
ρ=	1.000	součinitel boulení	⊙
b _{cl} =	210.0 mm	tlačná část panelu	
b _{tl} =	0.0 mm	tažená část panelu	
b _{eff} =	210.0 mm	efektivní tlačná část panelu	
b _{e1} =	105.0 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání	
b _{e2} =	105.0 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání	

PRÁVÝ PANEL PLECHU MOSTOVKY 2

b(c)=	1046.0 mm	šířka (přečtnavací část; šířka vnitřní části)	TYP TLACENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu	
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli	Vnitřní tlačná část
ψ=	1.000	poměr napětí na panelu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak na volném okraji
ε=	1.000	poměr mezi kluzu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak u vetknutí
k _{cr} =	4.000	součinitel kritického napětí	⊗
λ _p =	1.315	poměrná štíhlost	⊙
ρ=	0.633	součinitel boulení	⊙
b _{cl} =	1046.0 mm	tlačná část panelu	
b _{tl} =	0.0 mm	tažená část panelu	
b _{eff} =	662.2 mm	efektivní tlačná část panelu	
b _{e1} =	331.1 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání	
b _{e2} =	331.1 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání	

STĚNA PODÉLNÍKU - CELÁ V TLAKU

b(c)=	900.0 mm	šířka (přečtnavací část; šířka vnitřní části)	TYP TLACENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu	
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli	Vnitřní tlačná část
ψ=	1.000	poměr napětí na panelu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak na volném okraji
ε=	1.000	poměr mezi kluzu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak u vetknutí
k _{cr} =	4.000	součinitel kritického napětí	⊗
λ _p =	1.132	poměrná štíhlost	⊙
ρ=	0.712	součinitel boulení	⊙
b _{cl} =	900.0 mm	tlačná část panelu	
b _{tl} =	0.0 mm	tažená část panelu	
b _{eff} =	640.6 mm	efektivní tlačná část panelu	
b _{e1} =	320.3 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání	
b _{e2} =	320.3 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání	

STĚNA PODÉLNÍKU - OHYBOVÝ MOMENT - ZJEDNODUŠENÉ TROJÚHELNÍKOVÉ ROZDĚLENÍ

b(c)=	900.0 mm	šířka (přečtnavací část; šířka vnitřní části)	TYP TLACENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu	
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli	Vnitřní tlačná část
ψ=	0.000	poměr napětí na panelu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak na volném okraji
ε=	1.000	poměr mezi kluzu	Přečtnavací tlačná část - větší tlak u vetknutí
k _{cr} =	7.810	součinitel kritického napětí	⊗
λ _p =	0.810	poměrná štíhlost	⊙
ρ=	0.983	součinitel boulení	⊙
b _{cl} =	900.0 mm	tlačná část panelu	
b _{tl} =	0.0 mm	tažená část panelu	
b _{eff} =	884.8 mm	efektivní tlačná část panelu	
b _{e1} =	353.9 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání	
b _{e2} =	530.9 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání	

Pro ohyb je boulení stěny zanedbatelné, resp. při přesném výpočtu nenastává.



E

Výpočet boulení - prutové chování - vyztužená stěna dle ČSN EN 1993-1-5

PODÉLNÍK

LEVÝ PANEL

a=	6600.0	mm	délka panelu
f _y =	235.0	MPa	mez kluzu oceli
E=	210000.0	MPa	modul pružnosti oceli
ν=	0.30	-	poissonův součinitel
A _{sl,1,eff} =	10788.6	mm ²	účinná plocha průřezu výztuhy a přilehlé části stěny
A _{sl,1} =	18651.0	mm ²	plocha plného průřezu výztuhy a přilehlé části stěny
I _{sl,1} =	49550000.0	mm ⁴	moment setrvačnosti plného průřezu výztuhy a přilehlé části stěny
b _c =	1.0	mm	vzdálenost tl. okraje stěny od těžiště průřezu
b _{sl,1} =	1.0	mm	vzdálenost výztuhy stěny od těžiště průřezu
e ₁ =	40.0	mm	vzdálenost těžiště stěny od těžiště prutu
e ₂ =	67.0	mm	vzdálenost těžiště výztuhy od těžiště prutu
α =	0.490	-	0.34 - výztuha uzavřená; 0.49 - výztuha otevřená
σ _{cr,sl} =	126.4	MPa	pruhné kritické napětí pro výztuhu
σ _{cr,c} =	126.4	MPa	pruhné kritické napětí pro tlačení okraj stěny
β _{A,c} =	0.578	-	poměr ploch
λ _c =	1.037	-	poměrná štíhlost
i=	51.543	mm	poloměr setrvačnosti prutu
e=	67.000	mm	max. (e ₁ , e ₂)
α _e =	0.607	-	upravená křivka
φ=	1.292	-	součinitel
χ _c =	0.485	-	součinitel vzpěru



Výpočet boulení s 1 nebo 2 podélnými výztuhami (model prutu podepřeného stěnou) dle ČSN EN 1993-1-5**PODÉLNÍK****PRAVÝ PANEL****1. VÝZTUHA**

a=	6600.0	mm	délka panelu
b=	1520.0	mm	šířka panelu
t=	14.0	mm	tloušťka panelu
f _y =	235.0	MPa	mez kluzu oceli
E=	210000.0	MPa	modul pružnosti oceli
ν=	0.30	-	poissonův součinitel
ψ=	1.000	-	poměr napětí na panelu
A _{sl} =	13072.0	mm ²	plná plocha prutu
I _{sl} =	45260000.0	mm ⁴	moment setrvačnosti plného průřezu prutu
b ₁ =	227.0	mm	vzdálenost 1. podélného okraje stěny od výztuhy
b ₂ =	1293.0	mm	vzdálenost 2. podélného okraje stěny od výztuhy
a _c =	4257.7	mm	délka panelu
σ _{cr,p,1} =	789.6	MPa	a ≥ a _c
σ _{cr,p,2} =	1107.8	MPa	a < a _c
σ _{cr,p} =	789.6	MPa	pružné kritické napětí 1. výztuhy

CELKEM

A _c =	13072.0	mm ²	plná plocha tlačené zóny bez subpanelů podepřených sousední stěnou
A _{c,eff,loc} =	10398.0	mm ²	účinná plocha tlačené zóny bez subpanelů podepřených sousední stěnou
σ _{cr,p} =	789.6	MPa	pružné kritické napětí celkem
ψ=	1.000	-	poměr napětí na panelu
f _y =	235.0	MPa	mez kluzu oceli
β _{A,c} =	0.795	-	poměr ploch
λ _p =	0.487	-	poměrná štíhlost
ρ=	1.000	-	součinitel boulení

Výpočet boulení - prutové chování - vyztužená stěna dle ČSN EN 1993-1-5**PODÉLNÍK****PRAVÝ PANEL**

a=	6600.0	mm	délka panelu
f _y =	235.0	MPa	mez kluzu oceli
E=	210000.0	MPa	modul pružnosti oceli
ν=	0.30	-	poissonův součinitel
A _{sl,1,eff} =	10398.0	mm ²	účinná plocha průřezu výztuhy a přilehlé části stěny
A _{sl,1} =	13072.0	mm ²	plocha plného průřezu výztuhy a přilehlé části stěny
I _{sl,1} =	45260000.0	mm ⁴	moment setrvačnosti plného průřezu výztuhy a přilehlé části stěny
b _c =	1.0	mm	vzdálenost tl. okraje stěny od těžiště průřezu
b _{sl,1} =	1.0	mm	vzdálenost výztuhy stěny od těžiště průřezu
e ₁ =	41.0	mm	vzdálenost těžiště stěny od těžiště prutu
e ₂ =	66.0	mm	vzdálenost těžiště výztuhy od těžiště prutu
α=	0.490	-	0.34 - výztuha uzavřená; 0.49 - výztuha otevřená
σ _{cr,sl} =	164.7	MPa	pružné kritické napětí pro výztuhu
σ _{cr,c} =	164.7	MPa	pružné kritické napětí pro tlačení okraj stěny
β _{A,c} =	0.795	-	poměr ploch
λ _c =	1.065	-	poměrná štíhlost
i=	58.842	mm	poloměr setrvačnosti prutu
e=	66.000	mm	max. (e ₁ , e ₂)
α _e =	0.591	-	upravená křivka
φ=	1.323	-	součinitel
χ _c =	0.474	-	součinitel vzpěru



Výpočet boulení - interakce stěnového a prutového chování dle ČSN EN 1993-1-5

**PODÉLNÍK
LEVÝ PANEL**

$\sigma_{cr,p} =$	469.3	MPa	pružné kritické napětí stěny
$\sigma_{cr,c} =$	126.4	MPa	pružné kritické napětí prutu
$\rho =$	1.000	-	součinitel boulení stěny
$\chi_e =$	0.485	-	součinitel vzpěrnosti prutu
$\xi =$	1.000	-	součinitel
$\rho_e =$	1.000	-	výsledný součinitel boulení

PRAVÝ PANEL

$\sigma_{cr,p} =$	789.6	MPa	pružné kritické napětí stěny
$\sigma_{cr,c} =$	164.7	MPa	pružné kritické napětí prutu
$\rho =$	1.000	-	součinitel boulení stěny
$\chi_e =$	0.474	-	součinitel vzpěrnosti prutu
$\xi =$	1.000	-	součinitel
$\rho_e =$	1.000	-	výsledný součinitel boulení

Z uvedeného vyplývá, že k celkovému boulení panelu s výztuhou nedochází, budou dále uvažováno pouze boulení jednotlivých subpanelů a smykové ochabnutí dle uvedeného.

Efektivní průřezy jsou do posuzovacích tabulek zavedeny náhradně pomocí otvorů.



2.1.2.2.3 KRAJNÍ PŘÍČNÍK

Smykové ochabnutí:

KRAJNÍ PŘÍČNÍK

Výpočet smykového ochabnutí dle ČSN EN 1993-1-5

LEVÝ PANEL U PODPORY

$b_0 =$	400.0	mm	šířka (přečnívací část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0	mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6120.0	mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	0.0	mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	○	●	○	○
$\alpha_0 =$	1.000	-	součinitel ortotropie				
$k =$	0.065	-	součinitel				
$\beta =$	0.734	-	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^k =$	0.980	-	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

LEVÝ PANEL V POLI

$b_0 =$	400.0	mm	šířka (přečnívací část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0	mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6120.0	mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	0.0	mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	●	○	○	○
$\alpha_0 =$	1.000	-	součinitel ortotropie				
$k =$	0.065	-	součinitel				
$\beta =$	0.973	-	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^k =$	0.998	-	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

PRÁVÝ PANEL U PODPORY

$b_0 =$	3300.0	mm	šířka (přečnívací část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0	mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6120.0	mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	0.0	mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	○	●	○	○
$\alpha_0 =$	1.000	-	součinitel ortotropie				
$k =$	0.539	-	součinitel				
$\beta =$	0.213	-	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^k =$	0.434	-	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				

PRÁVÝ PANEL V POLI

$b_0 =$	3300.0	mm	šířka (přečnívací část; polovina šířky vnitřní části)	MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
$t =$	14.0	mm	tloušťka panelu	Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola
$L_e =$	6120.0	mm	délka mezi body s nulovým momentem				
$A_{sl} =$	0.0	mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0	●	○	○	○
$\alpha_0 =$	1.000	-	součinitel ortotropie				
$k =$	0.539	-	součinitel				
$\beta =$	0.350	-	součinitel smykového ochabnutí (MSP)				
$\beta^k =$	0.567	-	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)				



Lokální boulení:

Plech mostovky je vyztužen pouze podélnými výztuhami (ve směru podélné osy mostu). Tj. ve směru příčně k mostu se chová jako nevyztužená stěna. Konzervativně by tedy mohla být uvažována štíhlost stěny a kritické napětí dle ČSN EN 1993-1-5 čl. 4.4. Ve skutečnosti ovšem podélné výztuhy mostovky značně zvyšují kritické napětí stěny. Norma nedává návod, jak toto zvýšené kritické napětí spočítat, vyjma analýzy MKP. Vzhledem ke značnému vlivu byl případ příčnicku vyšetřen pomocí MKP.

Byl namodelován případ plechu mostovky u krajního příčnicku tj pole konzoly (označení P1) (šířky 400 mm) a 3x vnitřní pole (P2,P3,P4) (šířky 6600 mm), přičemž pro vyhodnocení kritického napětí byla použita pouze pole P1, P2 a P3. Krajní pole P4 slouží pro simulaci okrajových podmínek středních polí.

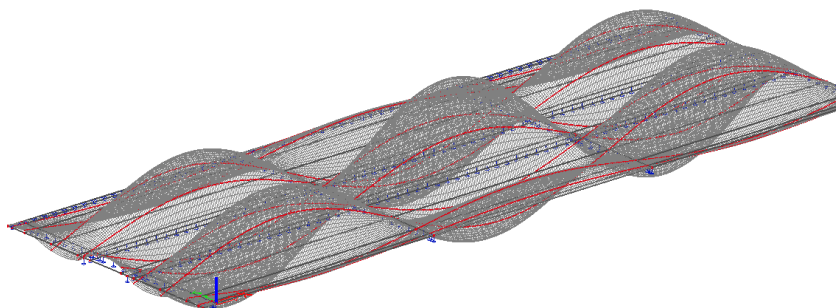
Podepření modelu bylo zvoleno následující a bylo voleno tak, aby vedlo ke konzervativním výsledkům. V místě příčníků, podélníků byly zadány svislé liniové podpory. Dále na jednom podélném okraji byla doplněna vodorovná liniová podpora v příčném směru mostu a dále v jednom z okrajových uzlů byla doplněna podélná vodorovná podpora. Vetknutí výztuh do stěn příčníků bylo konzervativně zanedbáno. Dále byly zadány podélné výztuhy a výztuhy tvořící dolní pás HN jako prutové prvky.

Zatížení bylo zadáno jako tlakové 14 kN/m (tlak v desce je tedy $14/(0,014 \cdot 1) = 1000 \text{ kPa} = 1 \text{ MPa}$) na linii podélného okraje (strana bez podélného podepření). Kritický násobek zatížení tak bude numericky odpovídat kritickému napětí v MPa.

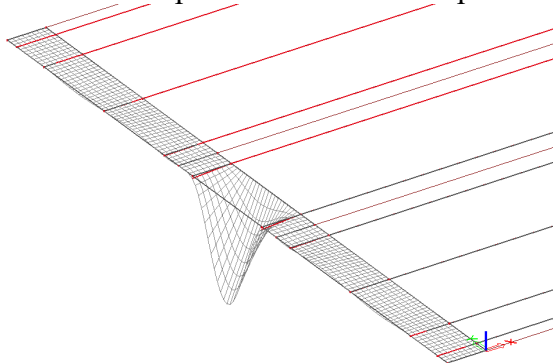
Pro takto zatížený model byla spočtena kritické násobky modulem stabilita. Síť prvků byla volena 50 mm, Metoda výpočtu Lanczos.

Dle vlastních tvarů byl poté určen kritický násobek zatížení pro pole konzoly, vnitřní pole krajního příčnicku, vnitřní pole běžného příčnicku.

PRVEK	KRITICKÝ NÁSOBEK	KRITICKÉ NAPĚTÍ (MPa)
VNITŘNÍ POLE P2,P3	28,94	28,94
KRAJNÍ POLE P1	206,42	206,42



Stabilitní tvar pro $k=28.94$ – vnitřní pole



Stabilitní tvar pro $k=206.42$ – krajní pole

Výpočet boulení bez podélných výztuh dle ČSN EN 1993-1-5

KRAJNÍ PANEL MOSTOVKY - VÝPOČET DLE NORMY

b(c)=	400.0 mm	šířka (přečnivající část; šířka vnitřní části)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli
ψ=	1.000 -	poměr napětí na panelu
ε=	1.000 -	poměr mezi kluzu
k _σ =	0.430 -	součinitel kritického napětí
λ _p =	1.534 -	poměrná štíhlost
ρ=	0.572 -	součinitel boulení
b _c =	400.0 mm	tlačená část panelu
b _t =	0.0 mm	tažená část panelu
b _{eff} =	228.8 mm	efektivní tlačaná část panelu
b _{e1} =	0.0 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání
b _{e2} =	228.8 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání

TYP TLAČENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)

Vnitřní tlačaná část	Přečnivající tlačaná část - větší tlak na volném okraji	Přečnivající tlačaná část - větší tlak u vetknutí
○	⊗	○

KRAJNÍ PANEL MOSTOVKY - VÝPOČET STABILITY PROGRAMEM SCIA

b(c)=	400.0 mm	šířka (přečnivající část; šířka vnitřní části)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli
ψ=	1.000 -	poměr napětí na panelu
ε=	1.000 -	poměr mezi kluzu
k _σ =	0.430 -	součinitel kritického napětí
λ _p =	1.067 -	poměrná štíhlost
ρ=	0.772 -	součinitel boulení
b _c =	400.0 mm	tlačená část panelu
b _t =	0.0 mm	tažená část panelu
b _{eff} =	308.8 mm	efektivní tlačaná část panelu
b _{e1} =	0.0 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání
b _{e2} =	308.8 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání

TYP TLAČENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)

Vnitřní tlačaná část	Přečnivající tlačaná část - větší tlak na volném okraji	Přečnivající tlačaná část - větší tlak u vetknutí
○	⊗	○

kritické napětí zjištěné programem scia je

206.42 MPa

VNITŘNÍ PANEL MOSTOVKY - VÝPOČET DLE NORMY

b(c)=	6600.0 mm	šířka (přečnivající část; šířka vnitřní části)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli
ψ=	1.000 -	poměr napětí na panelu
ε=	1.000 -	poměr mezi kluzu
k _σ =	4.000 -	součinitel kritického napětí
λ _p =	8.300 -	poměrná štíhlost
ρ=	0.117 -	součinitel boulení
b _c =	6600.0 mm	tlačená část panelu
b _t =	0.0 mm	tažená část panelu
b _{eff} =	774.1 mm	efektivní tlačaná část panelu
b _{e1} =	387.1 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání
b _{e2} =	387.1 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání

TYP TLAČENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)

Vnitřní tlačaná část	Přečnivající tlačaná část - větší tlak na volném okraji	Přečnivající tlačaná část - větší tlak u vetknutí
⊗	○	○

VNITŘNÍ PANEL MOSTOVKY - VÝPOČET STABILITY PROGRAMEM SCIA

b(c)=	6600.0 mm	šířka (přečnivající část; šířka vnitřní části)
t=	14.0 mm	tloušťka panelu
f _y =	235.0 MPa	mez kluzu oceli
ψ=	1.000 -	poměr napětí na panelu
ε=	1.000 -	poměr mezi kluzu
k _σ =	4.000 -	součinitel kritického napětí
λ _p =	2.850 -	poměrná štíhlost
ρ=	0.328 -	součinitel boulení
b _c =	6600.0 mm	tlačená část panelu
b _t =	0.0 mm	tažená část panelu
b _{eff} =	2163.3 mm	efektivní tlačaná část panelu
b _{e1} =	1081.7 mm	efektivní část panelu u většího tlakového namáhání
b _{e2} =	1081.7 mm	efektivní část panelu u menšího tlakového namáhání

TYP TLAČENÉ ČÁSTI (TAB 4.1+4.2 - ČSN EN 1993-1-5)

Vnitřní tlačaná část	Přečnivající tlačaná část - větší tlak na volném okraji	Přečnivající tlačaná část - větší tlak u vetknutí
⊗	○	○

kritické napětí zjištěné programem scia je

28.94 MPa



2.1.2.2.4 BĚŽNÝ PŘÍČNÍK

Smykové ochabnutí:

BĚŽNÝ PŘÍČNÍK

Výpočet smykového ochabnutí dle ČSN EN 1993-1-5

LEVÝ PANEL U PODPORY

$b_0 =$	3300.0 mm	šířka (přečnívající část; polovina šířky vnitřní části)
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu
$L_e =$	6120.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem
$A_{sl} =$	0.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0
$\alpha_0 =$	1.000 -	součinitel ortotropie
$k =$	0.539 -	součinitel
$\beta =$	0.213 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)
$\beta^k =$	0.434 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)

MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola

LEVÝ PANEL V POLI

$b_0 =$	3300.0 mm	šířka (přečnívající část; polovina šířky vnitřní části)
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu
$L_e =$	6120.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem
$A_{sl} =$	0.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0
$\alpha_0 =$	1.000 -	součinitel ortotropie
$k =$	0.539 -	součinitel
$\beta =$	0.350 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)
$\beta^k =$	0.567 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)

MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola

PRÁVÝ PANEL U PODPORY

$b_0 =$	3300.0 mm	šířka (přečnívající část; polovina šířky vnitřní části)
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu
$L_e =$	6120.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem
$A_{sl} =$	0.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0
$\alpha_0 =$	1.000 -	součinitel ortotropie
$k =$	0.539 -	součinitel
$\beta =$	0.213 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)
$\beta^k =$	0.434 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)

MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola

PRÁVÝ PANEL V POLI

$b_0 =$	3300.0 mm	šířka (přečnívající část; polovina šířky vnitřní části)
$t =$	14.0 mm	tloušťka panelu
$L_e =$	6120.0 mm	délka mezi body s nulovým momentem
$A_{sl} =$	0.0 mm ²	plocha podélných výztuh v šířce b_0
$\alpha_0 =$	1.000 -	součinitel ortotropie
$k =$	0.539 -	součinitel
$\beta =$	0.350 -	součinitel smykového ochabnutí (MSP)
$\beta^k =$	0.567 -	součinitel smykového ochabnutí (MSÚ)

MÍSTO POSOUZENÍ (TAB 3.1 - ČSN EN 1993-1-5)			
Kladný ohybový moment	Záporný ohybový moment	Koncová podpora	Konzola

Lokální boulení:

Viz krajní příčník.



2.1.2.3 BOULENÍ OD SMYKU

Boulením od smyku jsou ohroženy pouze průřezy příčnicku a podélníku. Proto je posudek proveden pouze pro tyto průřezy.

2.1.2.3.1 PODÉLNÍK

Výpočet boulení ve smyku dle ČSN EN 1993-1-5

PODÉLNÍK

a=	6600.0	mm	délka panelu
h _w =	900.0	mm	výška stěny (subpanelu)
t _w =	14.0	mm	tloušťka stěny
f _y =	235.0	MPa	mez kluzu oceli
η=	1.2	-	součinitel

ε=	1.000	-	poměr mezi kluzu
k _τ =	5.414	-	součinitel kritického napětí ve smyku
λ _w =	0.744	-	poměrná štíhlost
χ _w =	1.116	-	součinitel boulení ve smyku

Bezpečně uvažován součinitel boulení roven 1.0.

TYP VÝZTUHY (TAB 5.1- ČSN EN 1993-1-5)

Tuhá koncová výztuha	Netuhá koncová výztuha

POLOHA VÝZTUH

Pouze nad podporami	Mezilehlé výztuhy

2.1.2.3.2 PŘÍČNÍK

Výpočet boulení ve smyku dle ČSN EN 1993-1-5

PŘÍČNÍK

a=	2090.0	mm	délka panelu
h _w =	900.0	mm	výška stěny (subpanelu)
t _w =	14.0	mm	tloušťka stěny
f _y =	235.0	MPa	mez kluzu oceli
η=	1.2	-	součinitel

ε=	1.000	-	poměr mezi kluzu
k _τ =	6.082	-	součinitel kritického napětí ve smyku
λ _w =	0.744	-	poměrná štíhlost
χ _w =	1.116	-	součinitel boulení ve smyku

Bezpečně uvažován součinitel boulení roven 1.0.

Spočteno pro krajní příčník, běžný příčník rovněž neboulí



2.1.3 ZATÍŽENÍ

2.1.3.1 ROZBOR ZATÍŽENÍ

2.1.3.1.1 G - STÁLÁ ZATÍŽENÍ

dílčí součinitel zatížení:	nepříznivý účinek	$\gamma_{F,G,sup} = 1,25$ (stáří >30 let, ocel, bez kontroly)
	příznivý účinek	$\gamma_{F,G,inf} = 1,00$

STÁLÁ (TRVALÁ) ZATÍŽENÍ - G_M : ZS11

ZS 11 – VLASTNÍ TÍHA - HLAVNÍ NOSNÁ KONSTRUKCE MOSTU

Vlastní tíha prvků hlavní ocelové nosné konstrukce zadaných v modelu je generována přímo programem SCIA na základě zadané (zidealizované) průřezové plochy jednotlivých prvků a měrné hmotnosti oceli.

Pro zohlednění hmotnosti součástí NK mostu (mj.styčnickové plechy, příložky, nýty, příhradové či rámové spojky členěných prutů, konstrukční podružné nenosné prvky,...), neobsažených v prostorovém modelu, byla základní objemová tíha konstrukční oceli $\rho_{k,11} = 7,850 \text{ kN/m}^3$ ve výpočetním modelu v programovém systému SCIA uměle navýšena konstrukčním součinitelem $s = 1,30$ tak, aby výsledně bylo dosaženo skutečné (reálné) hmotnosti hlavní NK mostu.

Hodnota součinitele "s" byla určena zpracovatelem tohoto přepočtu z dostupné archivní dokumentace s výpočtem váhy mostu:

Pole 1: 181 312 kg

Pole 2: 213 992 kg

Dále uvažován přírůstek 3% na svary.

Hmotnost zábradlí je již zahrnuta ve vlastní hmotnosti nosné konstrukce.

charakteristická hodnota zatížení:

charakteristická objemová tíha oceli - základní

konstrukční součinitel

charakteristická objemová tíha oceli – upravená $\rho_{k,11,fin} = s * \rho_{k,11} = 1.30 * 78.500 = 102.050 \text{ kN/m}^3$

OSTATNÍ STÁLÁ (NAHODILÁ DLOUHODOBÁ) ZATÍŽENÍ - G_O : ZS12 – ZS14

dílčí součinitel zatížení:	nepříznivý účinek	$\gamma_{F,G_O,sup} = 1,30$ (stáří >30 let, ostatní mat., bez kontroly)
	příznivý účinek	$\gamma_{F,G_O,inf} = 1,00$

ZS 12 – VLASTNÍ TÍHA - ŽELEZNIČNÍ SVRŠEK

Železniční svršek (součást jízdní dráhy uložená přímo na hlavní NK mostu) se tomto železničním mostě skládá z: kolejnic vč. upevňovačů a podkladnic DFF300 a pojistných úhelníků.

skladba kolejového svršku v přímém upevnění koleje:

kolejnice 49E1 + pružné upevnění + pojistné úhelníky

charakteristická hodnota zatížení:

tíha páru pojistných úhelníků vč. upevnění (odhad) = 1.00 kN/m

tíha páru kolejnic s upevněním = 1.70 kN/m

celkem - na 1 mb $g_{k,22} = 2.70 \text{ kN/m}$

- na jeden podélník $g_{k,23} = 2.70/2 = 1.35 \text{ kN/m}$



ZS 13 – VLASTNÍ TÍHA - KABELOVÉ VEDENÍ

Odhad hmotnosti kabelových vedení 50 kg/m vč. chráničky. Vedení je u levého pasu hlavního nosníku. Zatížení je uvažováno jako rovnoměrné zatížení levého dolního pasu hlavního nosníku.

dolní pás

$$g_{k,25}=0.500 \text{ kN/m'}$$

- dle ČSN EN 1991-1-1 uvažuje **rozptyl** charakteristické hodnoty zatížení **±20%**

2.1.3.1.2 Q – PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ

ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍ DOPRAVOU: ZS21 – ZS24

dílčí součinitel zatížení: nepříznivý účinek
 příznivý účinek

$$\gamma_{F,P,\text{sup}} = 1,30 \text{ (stáří >30 let)}$$

$$\gamma_{F,P,\text{inf}} = 0,00$$

ZS 21 – SVISLÉ ZATÍŽENÍ P

Stávající NK mostu bude v rámci tohoto přepočtu a pro určení zatížitelnosti zatížena základním svislým proměnným zatížením - **model zatížení 71** dle kap.6.3.2 ČSN EN 1991-2 s klasifikačním součinitelem $\alpha=1,00$.

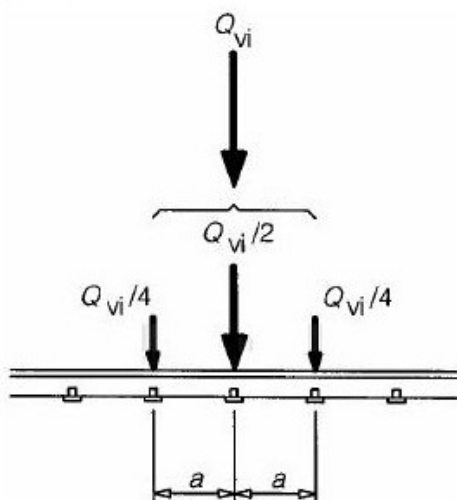
Dále bude pro ověření stability dle ČSN EN 1990, čl.A2.2.4.(2) použit model „**nezatížený vlak**“ dle kap. 6.3.4 ČSN EN 1991-2.

Další modely svislého proměnného železničního zatížení dle 6.3.1 v ČSN EN 1991-2 se zde neuplatní (model SW/0 se používá pro spojitě mosty, model SW/2 na tratích 1.třídy, model HSLM je pro vysokorychlostní tratě s $v_{\text{max}} \geq 200 \text{ km/h}$).

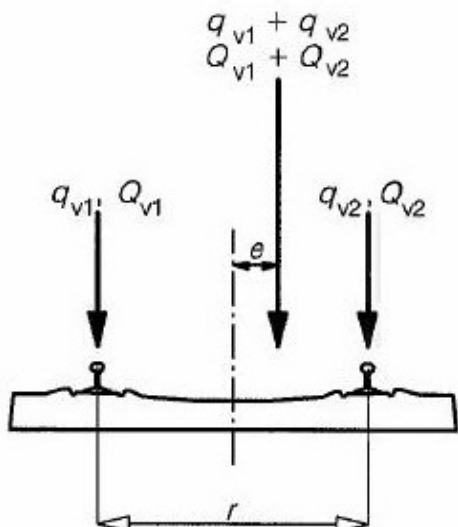
Pro ověření zadavatelem požadované přechodnosti bude dále použito příslušné svislé proměnné zatížení - **provozní zatížení** (sestava referenčních vozů) pro danou TTZ dle přílohy A ČSN EN 15528 $\gamma_{F,D,\text{sup}} = 1,30$. Všechna výše popsaná svislá zatížení se na NK mostu umístí v nejnepříznivější možné poloze pro každý posuzovaný nosný prvek, odlehčujících účinků těchto zatížení se nedbá. Je použito modulu programu SCIA Pohyblivé zatížení.

Osamělé svislé síly (soustředěná kolová zatížení) Q_{vi} budou v tomto přepočtu NK mostu rozděleny podélně na 3 kolejnicové podpory (podkladnice) dle obr. 6.4 v ČSN EN 1991-2.

Osová vzdálenost jednotlivých kolejnicových podpor a je v modelu uvažována dle skutečného rozdělení podkladnic na NK : $a=600 \text{ mm}$.



Vliv příčné excentricity svislého proměnného zatížení železniční dopravou je zohledněn respektováním zaměření skutečné polohy koleje na NK mostu, současně se uvažuje rovněž excentricita svislého proměnného zatížení v důsledku nerovnoměrnosti kolových sil podle kap.6.3.5 v ČSN EN 1991-2.



Účinek bočního (příčného) posunutí se uvažuje u všech náprav poměrem až do 5:4 (1,25:1,00), mezní příčná excentricita je tedy $e_{\max 1} = \pm r / 18 = \pm 1500 / 18 = \pm 83,3 \text{ mm}$.

Na mostě je kolej provedena s převýšením 30 mm. Působíště hmotnosti vlaku je uvažováno ve výšce 1,8 m nad temenem kolejnic. Excentricita svislého zatížení z toho plynoucí je $e_{\max 2} = 30 \cdot 1800 / 1500 = 36 \text{ mm}$.

Pojezd modely svislých zatížení **71 a přechodnosti** je v prostorovém výpočetním modelu NK mostu proveden s podélným krokem $k = a / 2 = 600 / 2 = 300 \text{ mm}$ po dráze s výše popsaným roznesením kolového zatížení v podélném směru. Možná příčná excentricita zatížení je v modelu zajištěna uvážením rozdílných dílčích poměrů v rámci jednotkového impulsu, výsledně působící na obě kolejnice (uvažovány jsou celkem 3 excentricity koleje vůči ose NK mostu $\rightarrow e_1 = 36 \text{ mm}$ (dovnitř oblouku), $e_2 = 83,3 + 36 = 119,3 \text{ mm}$ (dovnitř oblouku), $e_3 = 83,3 - 36 = 47,3 \text{ mm}$ (ven z oblouku).

Tím, společně se zanedbáním odlehčujících účinků zatížení, je zajištěno maximální namáhání všech posuzovaných prvků NK mostu.

POSOUZENÍ NUTNOSTI PROVEDENÍ DYNAMICKÉ ANALÝZY:

Po posouzení kritéria nutnosti dynamické odezvy je nutné zjištění 1. vlastní frekvence nezatíženého mostu. Vzhledem k nejistotám vyskytujícím se ve vlastní váze nosné konstrukce (např. tolerance tl. plechu apod.) a ve vlastní váze vybavení mostu jsou tyto hmoty uvažovány v dynamickém výpočtu s variací hodnoty $\pm 10\%$, to znamená, že jsou získány dvě limitní hodnoty 1. vlastní ohybové frekvence $n_{0,inf}$ a $n_{0,sub}$.

Dále se provede posudek dle kap.6.4.4 a vývojového diagramu na obr. 6.9. v ČSN EN 1991-2 v úpravě dle NA.

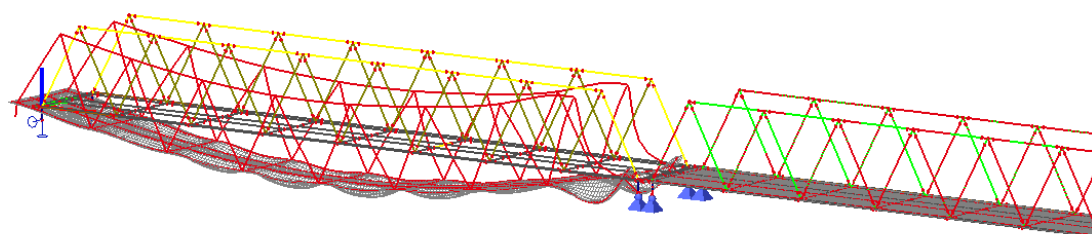
maximální rychlost na trati v místě mostu:

$$V = 60 \text{ km / hod} < 200 \text{ km / hod}$$

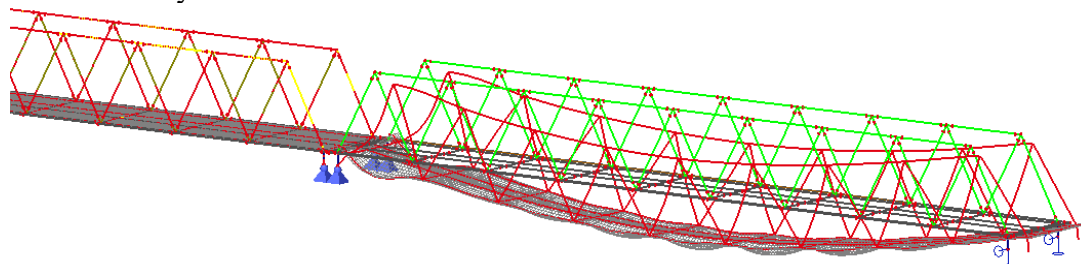
Zjištěné vlastní frekvence a tvary mostu:



Vlastní frekvence - pole 1			
pořadí	$n_{i,inf}$	$n_{i,sub}$	typ
(-)	(Hz)	(Hz)	
1	2.00	2.22	vodorovná+kroucení
2	3.60	3.98	vodorovná - horní pás
3	4.28	4.73	vodorovná - horní pás
4	4.34	4.79	svislá
5			
Vlastní frekvence - pole 2			
pořadí	$n_{i,inf}$	$n_{i,sub}$	typ
(-)	(Hz)	(Hz)	
1	1.59	1.76	vodorovná+kroucení
2	3.30	3.65	vodorovná - horní pás
3	3.70	4.09	svislá
4			
5			



Pole 1 - svislý vlastní tvar



Pole 2 - svislý vlastní tvar

Pole 1:

Rozpětí mostu je 52.800 m.

Horní mez vlastní svislé ohybové frekvence dle obr. 6.10 uvedené normy je pak $n_{0,H}=94.76 \cdot L^{-0.748}=94.76 \cdot 52.800^{-0.748}=4.876$ Hz

Dolní mez vlastní svislé ohybové frekvence dle obr. 6.10 uvedené normy je pak $n_{0,D}=23.58 \cdot L^{-0.592}=23.58 \cdot 52.800^{-0.592}=2.253$ Hz

Platí tedy (uvažována 4. vlastní frekvence - svislá ohybová):

$n_{0,H}=4.876$ Hz > $n_{0,sub}=4.790$ Hz - podmínka splněna

$n_{0,D}=2.253$ Hz < $n_{0,inf}=4.340$ Hz - podmínka splněna

Je tedy splněna podmínka z vývojového diagramu ČSN EN 1991-2 NA 2.55 viz také dále (1. vlastní ohybová frekvence leží v oblasti mezi horní a dolní mezí).

Pole 2:

Rozpětí mostu je 59.400 m.



Horní mez vlastní svislé ohybové frekvence dle obr. 6.10 uvedené normy je pak $n_{0,H}=94.76 \cdot L^{-0.748}=94.76 \cdot 59,400^{-0.748}=4.465$ Hz

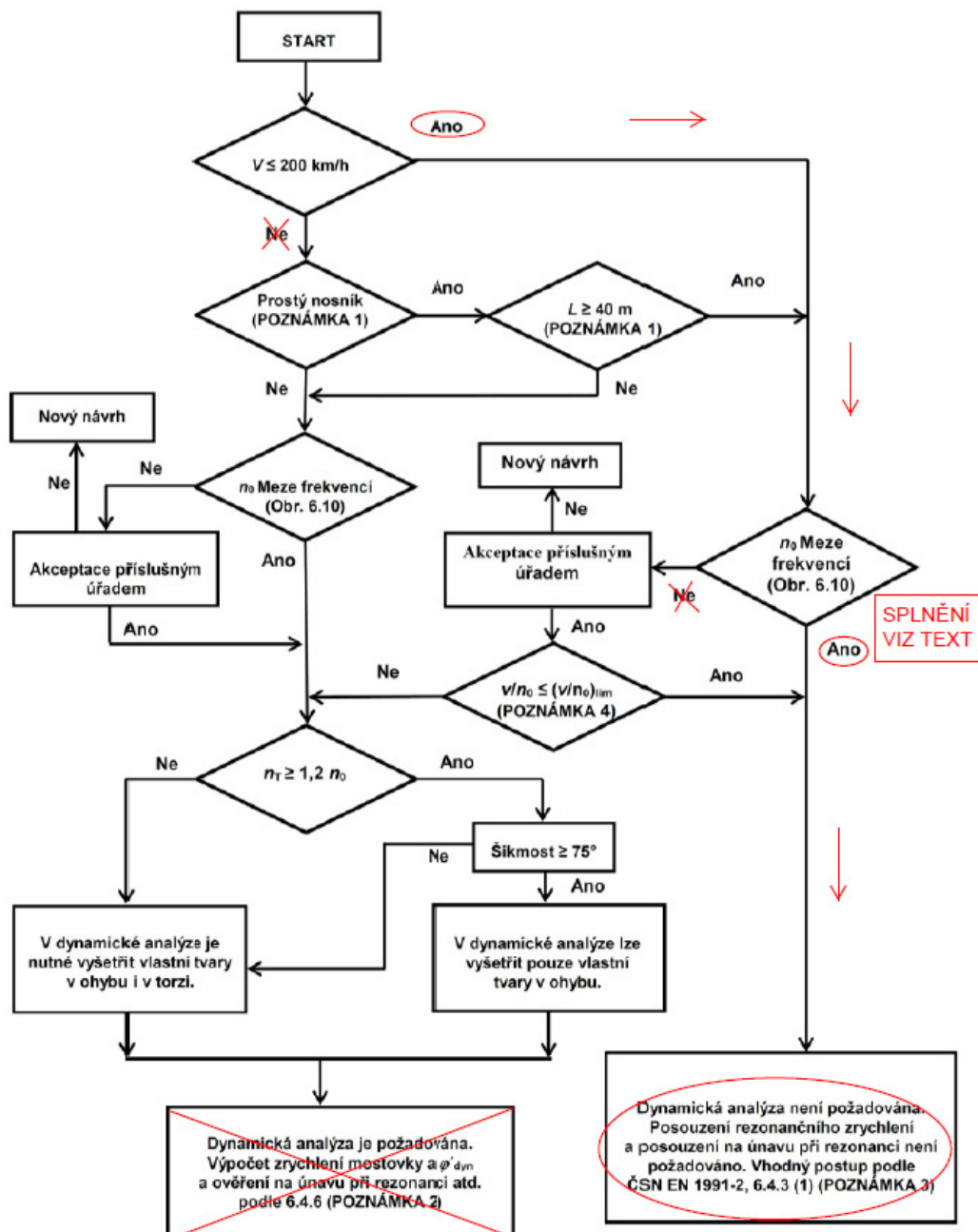
Dolní mez vlastní svislé ohybové frekvence dle obr. 6.10 uvedené normy je pak $n_{0,D}=23.58 \cdot L^{-0.592}=23.58 \cdot 59,400^{-0.592}=2.101$ Hz

Platí tedy (uvažována 3. vlastní frekvence - svislá ohybová):

$n_{0,H}=4.465$ Hz > $n_{0,sub}=4.090$ Hz - podmínka je splněna

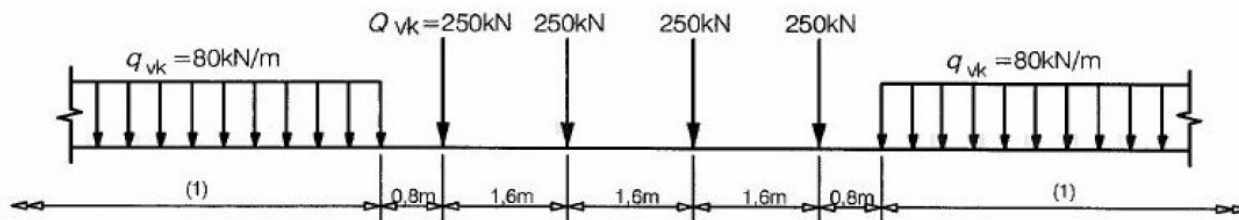
$n_{0,D}=2.101$ Hz < $n_{0,inf}=3,700$ Hz - podmínka je splněna

Je tedy splněna podmínka z vývojového diagramu ČSN EN 1991-2 NA 2.55 viz také dále (1. vlastní ohybová frekvence leží v oblasti mezi horní a dolní mezí).



ZÁVĚR: Dynamická analýza z hlediska zatížení NK mostu železniční dopravou **není** v tomto případě **nutná**, postačí statická analýza s použitím dynamické součinitele pro standardně udržovanou kolej (Φ_3 pro model zatížení 71, resp. Φ_{T1} pro ověřované provozní zatížení)



ZS 21a – SVISLÉ ZATÍŽENÍ P_{LM71} – MODEL ZATÍŽENÍ 71

klasifikační součinitel

 $\alpha = 1,00$

charakteristická hodnota zatížení:

rovnoměrné zatížení - v ose dráhy

 $q_{vk,21a} = 80,000 \text{ kN/m}$

osamělá zatížení (4x) - v ose dráhy

 $Q_{vk,21a} = 250,000 \text{ kN}$

DYNAMICKÝ SOUČINITEL:

Dynamický součinitel Φ_3 pro standardně udržovanou kolej a Φ_2 pro pečlivě udržovanou kolej se stanoví dle kap.6.4.5.2 v ČSN EN 1991-2 pro náhradní délky L_Φ jednotlivých nosných prvků dle tab. 6.2 v ČSN EN 1991-2.

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82$$

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

 Φ_2 je omezen $1,00 \leq \Phi_2 \leq 2,00$, Φ_3 je omezen $1,05 \leq \Phi_3 \leq 2,00$,

vliv blízkého dilatačního styku na nosné prvky v okolí uvažován podle vztahu:

$$\Phi_{i,sup} = \Phi_i + 0,20(\Phi_i - 1,00)$$

Pro prvky mostovky bude dále nutné ve výpočtu rozlišit lokální a globální účinky zatížení, tj. uvážit L_Φ (Φ_3) různě pro jednotlivé vnitřní síly: pro lokální účinky od M_y a V_z bude použit $\Phi_{3,lok}$ stanovený pro $L_{\Phi,lok}$, pro globální účinky od N_x a M_z pak bude použit $\Phi_{3,glob}$ stanovený pro $L_{\Phi,glob}$.

Pro pole 1:

HODNOTY DYNAMICKÉHO SOUČiniteLE - POLE 1						
PRVEK	NÁHRADNÍ DÉLKA	TRAŤOVÁ RYCHLOST NA MOSTĚ	BEZ Vlivu DILATAČNÍHO STYKU			
			DYNAMICKÝ SOUČiniteL PRO ZATÍŽENÍ LM71		DYNAMICKÝ SOUČiniteL PRO PROVOZNÍ ZATÍŽENÍ	
			PEČLIVĚ UDRŽOVANÁ KOLEJ	STANDARTNĚ UDRŽOVANÁ KOLEJ	PEČLIVĚ UDRŽOVANÁ KOLEJ	STANDARTNĚ UDRŽOVANÁ KOLEJ
(-)	(m)	(km/h)	Φ_2	Φ_3	Φ_{T2}	Φ_{T1}
Hlavní nosník (L)	52.800	55.0	1.02	1.05	1.07	1.07
Hlavní nosník (L)	52.800	120.0	1.02	1.05	1.16	1.16
podélník (3xvzdálenost příčníků)	19.800	55.0	1.16	1.24	1.14	1.24
podélník (3xvzdálenost příčníků)	19.800	120.0	1.16	1.24	1.27	1.39
běžný příčník (2*L)	12.240	55.0	1.26	1.38	1.23	1.42
běžný příčník (2*L)	12.240	120.0	1.26	1.38	1.38	1.65
koncový příčník - (3.6 m)	3.600	55.0	1.67	2.00	1.34	1.62
koncový příčník - (3.6 m)	3.600	120.0	1.67	2.00	1.55	1.95



Pro pole 2:

HODNOTY DYNAMICKÉHO SOUČiniteLE - POLE 2						
PRVEK	NÁHRADNÍ DĚLKA	TRAŤOVÁ RYCHLOST NA MOSTĚ	BEZ Vlivu DILATAČNÍHO STYKU			
			DYNAMICKÝ SOUČiniteL PRO ZATÍŽENÍ LM71		DYNAMICKÝ SOUČiniteL PRO PROVOZNÍ ZATÍŽENÍ	
			PEČLIVĚ UDRŽOVANÁ KOLEJ	STANDARTNĚ UDRŽOVANÁ KOLEJ	PEČLIVĚ UDRŽOVANÁ KOLEJ	STANDARTNĚ UDRŽOVANÁ KOLEJ
	L_{Φ}	V	Φ_2	Φ_3	Φ_{T2}	Φ_{T1}
(-)	(m)	(km/h)	(-)	(-)	(-)	(-)
Hlavní nosník (L)	59.400	55.0	1.01	1.05	1.07	1.07
Hlavní nosník (L)	59.400	120.0	1.01	1.05	1.15	1.15
podélník (3xvzdálenost příčníků)	19.800	55.0	1.16	1.24	1.14	1.24
podélník (3xvzdálenost příčníků)	19.800	120.0	1.16	1.24	1.27	1.39
běžný příčník (2*L)	12.240	55.0	1.26	1.38	1.23	1.42
běžný příčník (2*L)	12.240	120.0	1.26	1.38	1.38	1.65
koncový příčník - (3.6 m)	3.600	55.0	1.67	2.00	1.34	1.62
koncový příčník - (3.6 m)	3.600	120.0	1.67	2.00	1.55	1.95

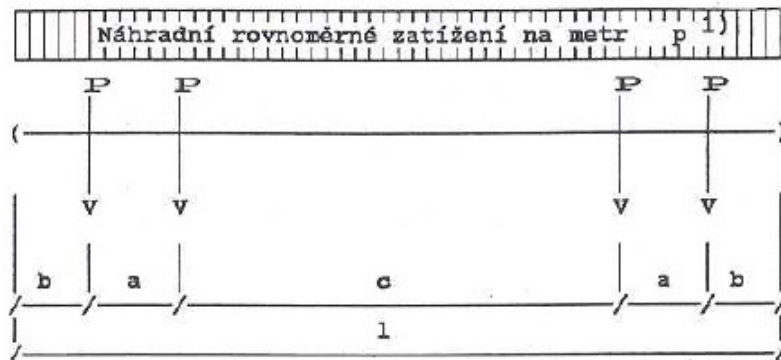
Pro výpočet zatížitelnosti i přechodnosti je brán dynamický součinitel pro standardně udržovanou kolej tedy Φ_3 (zatížitelnost) a Φ_{T1} (přechodnost).



ZS 21b – SVISLÉ ZATÍŽENÍ P_{TTZ} – PROVOZNÍ ZATÍŽENÍ

PŘEHLED TRATOVÝCH TŘÍD

ZÁKLADNÍ SCHÉMA ČTYŘNÁPRAVOVÉHO VOZU



1	2	3	4	5	6	7
Tratová třída	P [kN]	$p^{1)}$ [kN/m]	a [m]	b [m]	c [m]	l [m]
A	160	50	1,8	1,5	6,20	12,80
B 1	180	50	1,8	1,5	7,80	14,40
B 2	180	64	1,8	1,5	4,65	11,25
C 2	200	64	1,8	1,5	5,90	12,50
C 3	200	72	1,8	1,5	4,5	11,10
C 4	200	80	1,8	1,5	3,4	10,00
D 2	225	64	1,8	1,5	7,45	14,05
D 3	225	72	1,8	1,5	5,90	12,50
D 4	225	80	1,8	1,5	4,65	11,25

1) Údaj o náhradním rovnoměrném zatížení slouží pouze jako orientační.

Zatížení C2/55

charakteristická hodnota zatížení:

osamělá zatížení (4x / 1 referenční vůz) - v ose dráhy

maximální uvažovaná rychlost provozního zatížení v místě mostu

$$Q_{vk,21b} = 200,000 \text{ kN}$$

$$V = 55 \text{ km / hod}$$

Zatížení D4/55

charakteristická hodnota zatížení:

osamělá zatížení (4x / 1 referenční vůz) - v ose dráhy

maximální uvažovaná rychlost provozního zatížení v místě mostu

$$Q_{vk,21b} = 225,000 \text{ kN}$$

$$V = 55 \text{ km / hod}$$

DYNAMICKÝ SOUČINITEL:

Dynamický součinitel Φ_{T1} pro standardně udržovanou kolej a Φ_{T2} pro pečlivě udržovanou kolej se stanoví dle čl.5.2. S5/1 p) pro náhradní délky L_{Φ} jednotlivých nosných prvků dle tab. 6.2 v ČSN EN 1991-2.



$$\phi_{T1} = 1 + \phi' + \phi'', \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T1} \leq 2,00$$

$$\phi_{T2} = 1 + \phi' + 0,5 \phi'', \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T2} \leq 1,67.$$

,vliv blízkého dilatačního styku na nosné prvky v okolí bude uvažován podle vztahu:

$$\Phi_{i,\text{sup}} = \Phi_i + 0,20(\Phi_i - 1,00)$$

Pro prvky mostovky bude dále nutné ve výpočtu rozlišit lokální a globální účinky zatížení, tj. uvážit L_Φ (Φ_{T1}) různě pro jednotlivé vnitřní síly: pro lokální účinky od M_y a V_z bude použit $\Phi_{T1,\text{lok}}$ stanovený pro $L_{\Phi,\text{lok}}$, pro globální účinky od N_x a M_z pak bude použit $\Phi_{T1,\text{glob}}$ stanovený pro $L_{\Phi,\text{glob}}$.

Hodnoty dynamických součinitelů pro provozní zatížení jsou uvedeny společně u zatížení vlakem LM71.

ZS 21c – SVISLÉ ZATÍŽENÍ P_{NV} – NEZATÍŽENÝ VLAK

Toto zatěžovací schéma se uplatní pouze při posouzení globální stability mostu (proti překlpení).

klasifikační součinitel

$\alpha = 1,00$

dynamické účinky - Φ_3

neuvažují se

charakteristická hodnota zatížení:

svislé rovnoměrné zatížení - v ose koleje

$q_{vk,21c} = 10,00 \text{ kN/m}$

ZS 22 – ROZJEZDOVÉ A BRZDNÉ SÍLY B_{LM71} – MODEL ZATÍŽENÍ 71

Charakteristická hodnota zatížení rozjezdovými a brzdovými silami se uvažuje podle kap.6.5.3 v ČSN EN 1991-2, působí v úrovni temene kolejnic v podélném směru koleje a je rovnoměrně rozložené po příčinné délce $L_{a,b}$ a působí vždy současně s příslušným svislým proměnným zatížením železniční dopravou. Na mostě jsou dilatační zařízení rozdělovací vliv brzdových a rozjezdových sil na jednotlivá pole.

Pro model nezatížený vlak (ZS21c) lze toto zatížení zanedbat.

klasifikační součinitel

$\alpha = 1,00$

dynamické účinky - Φ_3

neuvažují se

Pole 1

příčinná délka $L_{a,b} = 53,800 \text{ m}$

charakteristická hodnota zatížení (vodorovně v podélném směru):

rovnoměrné zatížení - rozjezdová síla $Q_{lak,22} = \min(1000,000 ; 33 * 53,800) = 1000,0 \text{ kN}$

rovnoměrné zatížení - brzdová síla $Q_{lbk,22} = \min(6000,000 ; 20 * 53,800) = 1076,0 \text{ kN}$

rozhoduje brzdová síla $Q_{lak,22} = 1076,0 \text{ kN}$

spojité podélné rovnoměrné zatížení (ve směru $\pm X$) na 1 podélník v modelu (celkem 2x):

$$q_{lak,22} = \pm 0,50 * 1076,0 / 53,800 = \pm 10,00 \text{ kN/m}$$

Excentricita od plechu mostovky - vzdálenosti temene kolejnice a plechu mostovky cca 280 mm.

Pole 2

příčinná délka $L_{a,b} = 60,400 \text{ m}$

charakteristická hodnota zatížení (vodorovně v podélném směru):

rovnoměrné zatížení - rozjezdová síla $Q_{lak,22} = \min(1000,000 ; 33 * 60,400) = 1000,0 \text{ kN}$

rovnoměrné zatížení - brzdová síla $Q_{lbk,22} = \min(6000,000 ; 20 * 60,400) = 1208,0 \text{ kN}$

rozhoduje brzdová síla $Q_{lak,22} = 1208,0 \text{ kN}$

spojité podélné rovnoměrné zatížení (ve směru $\pm X$) na 1 podélník v modelu (celkem 2x):

$$q_{lak,22} = \pm 0,50 * 1208,0 / 60,400 = \pm 10,00 \text{ kN/m}$$

Excentricita od plechu mostovky - vzdálenosti temene kolejnice a plechu mostovky cca 280 mm.

Poznámka:



Pokud budoucí hodnota zatížitelnosti NK mostu Z_{LM71} bude menší než 1,00, je možné úměrně určené zatížitelnosti Z_{LM71} redukovat i účinky zatížení od rozjezdových a brzdných sil. Výslednou hodnotu zatížitelnosti Z_{LM71} je v tomto případě nutné určit iterační formou výpočtu

ZS 23 – BOČNÍ RÁZ S_{LM71} OD MODELU ZATÍŽENÍ 71

klasifikační součinitel

$\alpha = 1,00$

dynamické účinky - Φ_3

neuvažují se

Charakteristická hodnota zatížení bočním rázem se uvažuje dle kap 6.5.2 v ČSN EN 1991-2.

Boční ráz působí jako vodorovná osamělá síla v úrovni temene kolejnice kolmo na osu koleje a uvažuje se současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

V podélném směru je možné toto zatížení rozdělit na 3 kolejnicové podpory (podkladnice) dle obr. 6.4 v ČSN EN 1991-2 v poměru 25% + 50% + 25%.

charakteristická hodnota zatížení:

osamělá zatížení - základní zatížení v ose koleje

$Q_{vk,23} = 100,000 \text{ kN}$

osamělá zatížení - příčně (ve směru $\pm Y$) v úrovni TK na v modelu :

$Q_{vk,23} = \pm 100,000 \text{ kN}$

Excentricita od plechu mostovky - vzdálenosti temene kolejnice a plechu mostovky cca 280 mm.

Poznámka:

Pokud budoucí hodnota zatížitelnosti NK mostu Z_{LM71} bude menší než 1,00, je možné úměrně určené zatížitelnosti Z_{LM71} redukovat i účinky zatížení od bočního rázu. Výslednou hodnotu zatížitelnosti Z_{LM71} je v tomto případě nutné určit iterační formou výpočtu

ZS 24 – Odstředivá síla O_{LM71}

Na začátek a konec mostu zasahuje přechodnice resp. začíná oblouk. Z dostupných dokladů (digitalizací projektu kolejového řešení) byly určeny náhradní průměrné poloměry pro části přechodnic zasahující na most. Pro pole 1 je to náhradní poloměr 750 m na délce 22.2 m od začátku NK pole 1, a náhradní poloměr 400 m na délce 23,8 m od konce NK pole 2.

V tabulce je uveden násobek svislého zatížení působící vodorovně ven z oblouku pro různé traťové rychlosti a poloměry:

POLE	RYCHLOST	POLOMĚR	REDUKČNÍ SOUČINTEL	NÁSOBEK SVISLÉHO ZATÍŽENÍ
(-)	(km/h)	(m)	(-)	(-)
1	55	750.0	1.0	0.032
	120	750.0	1.0	0.151
2	55	400.0	1.0	0.060
	120	400.0	1.0	0.283

Zatížení je do modelu zadáno pomocí modulu pohyblivé zatížení s vodorovným impulsem na excentricitě od temene kolejnice 1,8 m. Pro výpočet zatížitelnosti je použita hodnota pro rychlost 55 km/h (rychlost na stávající přechodnosti C2-55 dle protokolu o podrobné prohlídce 2023).



PŘEPOČET A ZATÍŽITELNOST - SESTAVY ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍ DOPRAVOU (ŽD) PRO 1 KOLEJ DLE ČSN EN 1991-2

		gr11	gr12	gr13	gr14	sestavy dopravního zatížení
		svislé + podélné	svislé + příčné	podélné	příčné	určena pro maximální účinky
skupina ZS č.	označení zatížení	SOUČINITEL KOMBINACE Ψ_{GR}				popis zatížení (* neuvažováno při přepočtu této NK mostu)
21a	P_{LM71}	1.00	1.00	1.00 (0.50)	1.00 (0.50)	svislé zatížení - model zatížení 71
22	B_{LM71}	1.00	0.50	1.00	0.50	vodorovné podélné zatížení - rozjezd a brzdění od modelu zatížení 71
23	S_{LM71}	0.50	1.00	0.50	1.00	vodorovné příčné zatížení - boční ráz od modelu zatížení 71
24	O_{LM71}	0.50	1.00	0.50	1.00	*vodorovné příčné zatížení - odstředivé síly od modelu zatížení 71

OSTATNÍ PROVOZNÍ ZATÍŽENÍ - O: ZS31 – ZS34

dílčí součinitel zatížení: nepříznivý účinek $\gamma_{F,O,sup} = 1,50$
 příznivý účinek $\gamma_{F,O,inf} = 0,00$

ZS 31 – SVISLÉ ZATÍŽENÍ CH – SLUŽEBNÍ CHODNÍK

Charakteristická hodnota zatížení neveřejných služebních chodníků se uvažuje dle kap 6.3.7 v ČSN EN 1991-2, zatěžovací šířka je v tomto případě šířka podlahových plechů vně koleje (vyšší úroveň) ležící mimo VMP 2.2.

charakteristická hodnota zatížení:

základní plošné - rovnoměrné svislé zatížení podlahových plechů $q_{k,31} = 5,000 \text{ kN/m}^2$
 v modelu uvažováno zjednodušeně toto zatížení jako plošné zatížení desky mostovky mimo VMP 2.2

*ZS 32 – SVISLÉ ZATÍŽENÍ RL – pochozí lávka uvnitř mostu

Neuplatní se.

*ZS 33 – VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ ZÁBRADLÍ - ZA

Charakteristická hodnota zatížení zábradlí se uvažuje dle kap 6.3.7 v ČSN EN 1991-2, v tomto případě se však pro posouzení hlavní NK mostu neuplatní.

*ZS 34 – AERODYNAMICKÉ ÚČINKY OD PROJÍŽDĚJÍCÍHO VLAKU - AE

V tomto případě se zatížení dle kap 6.6 v ČSN EN 1991-2 vzhledem k typu konstrukce neuplatní.



KLIMATICKÁ ZATÍŽENÍ: ZS41 – ZS44

VÍTR - W: ZS41–ZS42

dílní součinitel zatížení:

nepříznivý účinek

 $\gamma_{F,W,\text{sup}} = 1,35$ (stáří >30 let)

příznivý účinek

 $\gamma_{F,W,\text{inf}} = 0,00$

POSOUZENÍ NUTNOSTI DYNAMICKÉHO VÝPOČTU ODEZVY MOSTU kolmo ke směru větru (svisle – směr $\pm z$)

Bude provedeno vyčíslení aerodynamického parametru citlivosti P_b a následné zařazení NK mostu do příslušné kategorie I – III:

kategorie	hodnota parametru P_b	zatížení od větru	dynamický výpočet odezvy
I	$P_b \leq 0,040$	kvazistatické	není nutný
II	$0,040 \leq P_b \leq 1,000$	kvazistatické nebo dynamické	nutno dále posoudit
III	$P_b > 1,000$	dynamické	je nutný

$$P_b = \left(\frac{\rho \cdot b^2}{m} \right) \cdot \left(\frac{16 \cdot v_m^2(z)}{b \cdot L \cdot n_{1,z}^2} \right), \text{ kde}$$

ρ ... měrná hmotnost vzduchu 1,250 kg/m³

b (L) ... šířka (rozpětí) NK mostu

m ... hmotnost na jednotku délky NK mostu

$v_m(z)$... střední rychlost mostu v referenční výšce mostu z ($z = z_s = z_e$) dle čl.4.3.1

$n_{1,z}$... první vlastní frekvence ohybového kmitání ve svislém směru (směr $\pm Z$)

A. Stanovení aerodynamického parametru citlivosti P_b :

pole 1

$b=6,640$ m

$L=53,800$ m

$m=181312/53,800=3370,1$ kg/m

$n_{1,z}=4,34$ Hz

$v_m(z)=24,822$ m/s

$$P_b = (1,250 * 6,640^2 / 3370,1) * (16 * 24,822^2 / (6,640 * 53,800 * 4,34^2)) = 0,024 < 0,040$$

pole 2

$b=6,640$ m

$L=60,400$ m

$m=213992/60,400=3542,9$ kg/m

$n_{1,z}=3,70$ Hz

$v_m(z)=24,822$ m/s

$$P_b = (1,250 * 6,640^2 / 3542,9) * (16 * 24,822^2 / (6,640 * 60,400 * 3,70^2)) = 0,010 < 0,040$$

B. ZÁVĚR:

NK lze z hlediska náchylnosti k dynamickým odezvám ve směru kolmém k působení větru (mj. odtrhávání vírů a další možné aeroelastické nestability jako galloping, divergence a flutter dle přílohy E ČSN EN 1991-1-4 ed.2) zařadit do I. kategorie.



Výpočet dynamické odezvy na tyto jevy není v tomto případě nutný.

výpočet zatížení NK mostu větrem:

- hodnoty zatížení se uvažují dle ČSN EN 1991-1-4
- ve výpočtu (modelech) se uvažuje obousměrné příčné (zleva, zprava), podélné (vpřed, vzad) i svislé (nahoru, dolů) působení větru, označení směrů působení větru (rozdílně od kap.8 ČSN EN 1991-1-4):
1. podélný směr +/- X, 2. příčný směr +/- Y, 3. svislý směr +/- Z

- plocha NK mostu, vystavená příčnému větru:

A. oba příhradové hlavní nosníky, mostní svršek, zábradlí

B. pás železniční dopravy výšky 4,000 m od TK

- kategorie větrné oblasti v okolí mostu

- kategorie terénu v okolí mostu

základní rychlost větru pro most nezatížený železniční dopravou (ŽD)

$$v_{b,0} = 22,5 \text{ m/s}$$

- výchozí základní rychlost větru pro most zatížený ŽD

$$v_{b,0} = 22,5 \text{ m/s} \leq v_{b,0}^{**} = 25,0 \text{ m/s} \rightarrow v_{b,0} = 22,5 \text{ m/s}$$

I
II výchozí

ZS 41 – VÍTR NA KONSTRUKCI W_G

A. PŘÍČNÝ – SMĚR $\pm Y$



Tlak větru příčný - bez dopravy - pole 1									
K=	II	-	kategorie terénu						
$v_{b,0}$ =	22.500	m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí						
c_{dir} =	1.000	-	součinitel směru větru						
c_{season} =	1.000	-	součinitel ročního období						
v_b =	22.500	m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II						
L=	53.800	m	délka obrysové plochy zatížené větrem						
h=	7.120	m	výška obrysové plochy zatížené větrem						
A=	383.1	m ²	obrysová plocha vystavená větru						
As=	188.6	m ²	skutečná plocha vystavená větru						
φ =	0.492	-	součinitel plnosti						
d_{dot} =	3.506	m	upravená výška konstrukce vystavená větru						
b=	6.640	m	šířka konstrukce						
b/d_{dot} =	1.894	-	poměr						
případ	a	-	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plnésvodidla,doprava						
$c_{fx,0}$ =	1.932	-	součinitel síly						
c_s =	1.000	-	součinitel konstrukce						
c_d =	1.000	-	součinitel konstrukce						
k_t =	1.000	-	součinitel turbulence						
z_{min} =	2.000	m	minimální výška						
z_0 =	0.050	m	parametr drsnost terénu						
$z_{0,II}$ =	0.050	m	parametr drsnost terénu pro kategorii II						
z=	16.620	m	výška nad terénem						
$c_0(z)$ =	1.000	-	součinitel orografie						
ρ =	1.25	kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu						
$I_w(z)$ =	0.172	-	intenzita turbulence						
k_r =	0.190	-	součinitel terénu						
$c_r(z)$ =	1.103	-	součinitel drsnosti terénu						
$v_m(z)$ =	24.822	m/s	střední rychlost větru ve výšce z						
$q_p(z)$ =	849.3	N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z						
q_b =	316.4	N/m ²	základní dynamický tlak						
$c_e(z)$ =	2.684	-	součinitel expozice						
C=	5.186		součinitel zatížení větrem						
w_w =	1640.8	N/m ²	tlak větru						



Tlak větru příčný - bez dopravy - pole 2									
K=	II	-	kategorie terénu						
$v_{b,0}$ =	22.500	m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí						
c_{dir} =	1.000	-	součinitel směru větru						
c_{season} =	1.000	-	součinitel ročního období						
v_b =	22.500	m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II						
L=	60.400	m	délka obrysové plochy zatížené větrem						
h=	7.120	m	výška obrysové plochy zatížené větrem						
A=	430.0	m ²	obrysová plocha vystavená větru						
As=	214.4	m ²	skutečná plocha vystavená větru						
φ =	0.499	-	součinitel plnosti						
d_{dot} =	3.550	m	upravená výška konstrukce vystavená větru						
b=	6.640	m	šířka konstrukce						
b/d_{dot} =	1.870	-	poměr						
případ	a	-	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plnésvodidla,doprava						
$c_{fx,0}$ =	1.939	-	součinitel síly						
c_s =	1.000	-	součinitel konstrukce						
c_d =	1.000	-	součinitel konstrukce						
k_t =	1.000	-	součinitel turbulence						
z_{min} =	2.000	m	minimální výška						
z_0 =	0.050	m	parametr drsnost terénu						
$z_{0,II}$ =	0.050	m	parametr drsnost terénu pro kategorii II						
z=	16.620	m	výška nad terénem						
$c_0(z)$ =	1.000	-	součinitel orografie						
ρ =	1.25	kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu						
$I_w(z)$ =	0.172	-	intenzita turbulence						
k_r =	0.190	-	součinitel terénu						
$c_r(z)$ =	1.103	-	součinitel drsnosti terénu						
$v_m(z)$ =	24.822	m/s	střední rychlost větru ve výšce z						
$q_p(z)$ =	849.3	N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z						
q_b =	316.4	N/m ²	základní dynamický tlak						
$c_e(z)$ =	2.684	-	součinitel expozice						
C=	5.205		součinitel zatížení větrem						
w_w =	1646.7	N/m ²	tlak větru						



ZATÍŽENÍ PRUTŮ V MODELU

PŘÍČNÝ VÍTR NA KONSTRUKCI BEZ DOPRAVY - POLE 1

PRVEK	TLAK VĚTRU	POČET ZATÍŽENÝCH PRVKŮ V MODELU	ŠÍŘKA	DÉLKA PRVKU V MODELU	PLOCHA V MODELU	PLOCHA V MODELU CELKEM	PLOCHA SKUTEČNÁ (acad)	OPRAVNÝ KOEFICIENT PLOCHY	ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ	POZNÁMKA
	kN/m ²	(ks)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(-)	kN/m	(-)
horní pás	1.641	2	0.475	46.200	43.890	184.072	188.625	1.025	0.799	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D1	1.641	4	0.464	6.935	12.871				0.780	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D2	1.641	4	0.450	6.935	12.483				0.757	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D3	1.641	8	0.400	6.935	22.192				0.673	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D4	1.641	16	0.350	6.935	38.836				0.588	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
dolní pás	1.641	1	1.000	53.800	53.800				1.681	ZATÍŽENA POUZE NÁVĚTRNÁ STRANA
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	

poznámka: Zatížení na pruty v modelu je upraveno s ohledem na skutečné zatíženou plochu zjištěnou v acad vč. podružných prvků.

PŘÍČNÝ VÍTR NA KONSTRUKCI BEZ DOPRAVY - POLE 2

PRVEK	TLAK VĚTRU	POČET ZATÍŽENÝCH PRVKŮ V MODELU	ŠÍŘKA	DÉLKA PRVKU V MODELU	PLOCHA V MODELU	PLOCHA V MODELU CELKEM	PLOCHA SKUTEČNÁ (acad)	OPRAVNÝ KOEFICIENT PLOCHY	ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ	POZNÁMKA
	kN/m ²	(ks)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(-)	kN/m	(-)
horní pás	1.647	2	0.475	46.200	43.890	196.555	214.414	1.091	0.853	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D1	1.647	4	0.464	6.935	12.871				0.834	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D2	1.647	4	0.450	6.935	12.483				0.808	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D3	1.647	16	0.400	6.935	44.384				0.719	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D4	1.647	12	0.350	6.935	29.127				0.629	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
dolní pás	1.647	1	1.000	53.800	53.800				1.796	ZATÍŽENA POUZE NÁVĚTRNÁ STRANA
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	

poznámka: Zatížení na pruty v modelu je upraveno s ohledem na skutečné zatíženou plochu zjištěnou v acad vč. podružných prvků.

B.PODÉLNÝ – SMĚR ±X

Dle čl. 8.3.4 ČSN EN 1991-1-4 se uvažuje jako 50 % sil v příčném směru (ve směru ±Y).

ZATÍŽENÍ PRUTŮ V MODELU

PODÉLNÝ VÍTR NA KONSTRUKCI BEZ DOPRAVY - POLE 1

PRVEK	TLAK VĚTRU	POČET ZATÍŽENÝCH PRVKŮ V MODELU	ŠÍŘKA	DÉLKA PRVKU V MODELU	PLOCHA V MODELU	PLOCHA V MODELU CELKEM	PLOCHA SKUTEČNÁ (acad)	OPRAVNÝ KOEFICIENT PLOCHY	ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ	POZNÁMKA
	kN/m ²	(ks)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(-)	kN/m	(-)
horní pás	0.820	2	0.475	46.200	43.890	184.072	188.625	1.025	0.399	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D1	0.820	4	0.464	6.935	12.871				0.390	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D2	0.820	4	0.450	6.935	12.483				0.378	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D3	0.820	8	0.400	6.935	22.192				0.336	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D4	0.820	16	0.350	6.935	38.836				0.294	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
dolní pás	0.820	2	1.000	53.800	53.800				0.841	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	

poznámka: Zatížení na pruty v modelu je upraveno s ohledem na skutečné zatíženou plochu zjištěnou v acad vč. podružných prvků.

PODÉLNÝ VÍTR NA KONSTRUKCI BEZ DOPRAVY - POLE 2

PRVEK	TLAK VĚTRU	POČET ZATÍŽENÝCH PRVKŮ V MODELU	ŠÍŘKA	DÉLKA PRVKU V MODELU	PLOCHA V MODELU	PLOCHA V MODELU CELKEM	PLOCHA SKUTEČNÁ (acad)	OPRAVNÝ KOEFICIENT PLOCHY	ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ	POZNÁMKA
	kN/m ²	(ks)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(-)	kN/m	(-)
horní pás	0.823	2	0.475	46.200	43.890	196.555	214.414	1.091	0.427	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D1	0.823	4	0.464	6.935	12.871				0.417	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D2	0.823	4	0.450	6.935	12.483				0.404	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D3	0.823	16	0.400	6.935	44.384				0.359	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D4	0.823	12	0.350	6.935	29.127				0.314	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
dolní pás	0.823	2	1.000	53.800	53.800				0.898	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	

poznámka: Zatížení na pruty v modelu je upraveno s ohledem na skutečné zatíženou plochu zjištěnou v acad vč. podružných prvků.



C.SVISLÝ – SMĚR $\pm Z$

Tlak větru svislý - bez dopravy- pole 1									
K=	II	-	kategorie terénu						
$v_{b,0} =$	22.500	m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí						
$c_{dir} =$	1.000	-	součinitel směru větru						
$c_{season} =$	1.000	-	součinitel ročního období						
$v_b =$	22.500	m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II						
L=	53.800	m	délka obrysové plochy zatížené větrem						
h=	7.120	m	výška obrysové plochy zatížené větrem						
A=	383.1	m ²	obrysová plocha vystavená větru						
As=	188.6	m ²	skutečná plocha vystavená větru						
$\varphi =$	0.492	-	součinitel plnosti						
$d_{dot} =$	3.506	m	upravená výška konstrukce vystavená větru						
b=	6.640	m	šířka konstrukce						
$b/d_{dot} =$	1.894	-	poměr						
případ	a	-	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plnésvodidla,doprava						
$c_{f,z} =$	0.900	-	součinitel síly						
$c_s =$	1.000	-	součinitel konstrukce						
$c_d =$	1.000	-	součinitel konstrukce						
$k_t =$	1.000	-	součinitel turbulence						
$z_{min} =$	2.000	m	minimální výška						
$z_0 =$	0.050	m	parametr drsnost terénu						
$z_{0,II} =$	0.050	m	parametr drsnost terénu pro kategorii II						
z=	16.620	m	výška nad terénem						
$c_0(z) =$	1.000	-	součinitel orografie						
$\rho =$	1.25	kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu						
$I_v(z) =$	0.172	-	intenzita turbulence						
$k_r =$	0.190	-	součinitel terénu						
$c_r(z) =$	1.103	-	součinitel drsnosti terénu						
$v_m(z) =$	24.822	m/s	střední rychlost větru ve výšce z						
$q_p(z) =$	849.3	N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z						
$q_b =$	316.4	N/m ²	základní dynamický tlak						
$c_e(z) =$	2.684	-	součinitel expozice						
C=	2.416		součinitel zatížení větrem						
$w_w =$	764.4	N/m ²	tlak větru						
e=	1.660	m	excentricita v příčném směru mostu						



Tlak větru svislý - bez dopravy- pole 2									
K=	II -		kategorie terénu						
$v_{b,0}$ =	22.500	m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí						
c_{dir} =	1.000	-	součinitel směru větru						
c_{season} =	1.000	-	součinitel ročního období						
v_b =	22.500	m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II						
L=	60.400	m	délka obrysové plochy zatížené větrem						
h=	7.120	m	výška obrysové plochy zatížené větrem						
A=	430.0	m ²	obrysová plocha vystavená větru						
As=	214.4	m ²	skutečná plocha vystavená větru						
φ =	0.499	-	součinitel plnosti						
d_{dot} =	3.550	m	upravená výška konstrukce vystavená větru						
b=	6.640	m	šířka konstrukce						
b/ d_{dot} =	1.870	-	poměr						
případ	a	-	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plnésvodidla,doprava						
$c_{f,z}$ =	0.900	-	součinitel síly						
c_s =	1.000	-	součinitel konstrukce						
c_d =	1.000	-	součinitel konstrukce						
k_l =	1.000	-	součinitel turbulence						
z_{min} =	2.000	m	minimální výška						
z_0 =	0.050	m	parametr drsnost terénu						
$z_{0,II}$ =	0.050	m	parametr drsnost terénu pro kategorii II						
z=	16.620	m	výška nad terénem						
$c_0(z)$ =	1.000	-	součinitel orografie						
ρ =	1.25	kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu						
$I_v(z)$ =	0.172	-	intenzita turbulence						
k_r =	0.190	-	součinitel terénu						
$c_r(z)$ =	1.103	-	součinitel drsnosti terénu						
$v_m(z)$ =	24.822	m/s	střední rychlost větru ve výšce z						
$q_p(z)$ =	849.3	N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z						
q_b =	316.4	N/m ²	základní dynamický tlak						
$c_e(z)$ =	2.684	-	součinitel expozice						
C=	2.416		součinitel zatížení větrem						
w_w =	764.4	N/m ²	tlak větru						
e=	1.660	m	excentricita v příčném směru mostu						

poznámka: V modelu bude toto zatížení modelováno jako přitížení obou hlavních nosníků (dolního pasu).

Pole 1 :

PŮDORYSNÁ PLOCHA MOSTU JE: $53,800 \cdot 6,640 = 357.232 \text{ m}^2$. VZÁJEMNÁ VZDÁLENOST HL. NOSNÍKŮ JE 6,120 m.

Délka dolního pasu v modelu je 53,800 m.

Zatížení více a méně zatíženého nosníku je (s ohledem na excentricitu $e=1,660$ m zatížení) je:



$$q_{k,z,41a}=357,232*0,764/53,800*(6,120/2+1,660)/6,120=3,912 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,z,41b}=327,232*0,764/53,800*(6,120/2-1,660)/6,120=1.160 \text{ kN/m}$$

Zatížení bude provedeno s více zatíženým nosníkem vlevo i vpravo a to směrem nahoru i dolů.

Pole 2:

Půdorysná plocha mostu je: $60,400*6,640=401.056 \text{ m}^2$. Vzájemná vzdálenost hl. nosníků je 6,120 m.

Délka dolního pasu v modelu je 60,400 m.

Zatížení více a méně zatíženého nosníku je (s ohledem na excentricitu $e=1,660 \text{ m}$ zatížení) je:

$$q_{k,z,41a}=401,056*0,764/60,400*(6,120/2+1,660)/6,120=3,912 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,z,41b}=401,056*0,764/60,400*(6,120/2-1,660)/6,120=1.160 \text{ kN/m}$$

Zatížení bude provedeno s více zatíženým nosníkem vlevo i vpravo a to směrem nahoru i dolů.



ZS 42 – VÍTR NA KONSTRUKCI A VLAK W_{G+P} A.PŘÍČNÝ – SMĚR $\pm Y$

Tlak větru příčný na konstrukci - most s dopravou- pole 1									
K=	II	-	kategorie terénu						
$v_{b,0}$ =	22.500	m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí						
c_{dir} =	1.000	-	součinitel směru větru						
c_{season} =	1.000	-	součinitel ročního období						
v_b =	22.500	m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II						
L=	53.800	m	délka obrysové plochy zatížené větrem						
h=	7.120	m	výška obrysové plochy zatížené větrem						
A=	383.1	m ²	obrysová plocha vystavená větru						
As=	370.9	m ²	skutečná plocha vystavená větru						
φ =	0.968	-	součinitel plnosti						
d_{dot} =	6.895	m	upravená výška konstrukce vystavená větru						
b=	6.640	m	šířka konstrukce						
b/d_{dot} =	0.963	-	poměr						
případ	b	-	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plnésvodidla,doprava						
$c_{fx,0}$ =	2.211	-	součinitel síly						
c_s =	1.000	-	součinitel konstrukce						
c_d =	1.000	-	součinitel konstrukce						
k_t =	1.000	-	součinitel turbulence						
z_{min} =	2.000	m	minimální výška						
z_0 =	0.050	m	parametr drsnost terénu						
$z_{0,II}$ =	0.050	m	parametr drsnost terénu pro kategorii II						
z=	16.620	m	výška nad terénem						
$c_0(z)$ =	1.000	-	součinitel orografie						
ρ =	1.25	kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu						
$I_v(z)$ =	0.172	-	intenzita turbulence						
k_r =	0.190	-	součinitel terénu						
$c_r(z)$ =	1.103	-	součinitel drsnosti terénu						
$v_m(z)$ =	24.822	m/s	střední rychlost větru ve výšce z						
$q_p(z)$ =	849.3	N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z						
q_b =	316.4	N/m ²	základní dynamický tlak						
$c_e(z)$ =	2.684	-	součinitel expozice						
C=	5.935		součinitel zatížení větrem						
w_w =	1877.9	N/m ²	tlak větru						



Tlak větru příčný na dopravu - most s dopravou - pole 1									
K=	II	-	kategorie terénu						
$v_{b,0}$ =	22.500	m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí						
c_{dir} =	1.000	-	součinitel směru větru						
c_{season} =	1.000	-	součinitel ročního období						
v_b =	22.500	m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II						
L=	53.800	m	délka obrysové plochy zatížené větrem						
h=	7.120	m	výška obrysové plochy zatížené větrem						
A=	383.1	m ²	obrysová plocha vystavená větru						
As=	370.9	m ²	skutečná plocha vystavená větru						
φ =	0.968	-	součinitel plnosti						
d_{dot} =	6.895	m	upravená výška konstrukce vystavená větru						
b=	6.640	m	šířka konstrukce						
b/d_{dot} =	0.963	-	poměr						
případ	b	-	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plnésvodidla,doprava						
$c_{fx,0}$ =	2.211	-	součinitel síly						
c_s =	1.000	-	součinitel konstrukce						
c_d =	1.000	-	součinitel konstrukce						
k_t =	1.000	-	součinitel turbulence						
z_{min} =	2.000	m	minimální výška						
z_0 =	0.050	m	parametr drsnost terénu						
$z_{0,II}$ =	0.050	m	parametr drsnost terénu pro kategorii II						
z=	14.500	m	výška nad terénem						
$c_0(z)$ =	1.000	-	součinitel orografie						
ρ =	1.25	kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu						
$I_w(z)$ =	0.176	-	intenzita turbulence						
k_r =	0.190	-	součinitel terénu						
$c_r(z)$ =	1.077	-	součinitel drsnosti terénu						
$v_m(z)$ =	24.239	m/s	střední rychlost větru ve výšce z						
$q_p(z)$ =	820.5	N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z						
q_b =	316.4	N/m ²	základní dynamický tlak						
$c_e(z)$ =	2.593	-	součinitel expozice						
C=	5.734		součinitel zatížení větrem						
w_w =	1814.3	N/m ²	tlak větru						



Tlak větru příčný na konstrukci - most s dopravou- pole 2									
K=	II	-	kategorie terénu						
$v_{b,0}$ =	22.500	m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí						
c_{dir} =	1.000	-	součinitel směru větru						
c_{season} =	1.000	-	součinitel ročního období						
v_b =	22.500	m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II						
L=	60.400	m	délka obrysové plochy zatížené větrem						
h=	7.120	m	výška obrysové plochy zatížené větrem						
A=	430.0	m ²	obrysová plocha vystavená větru						
As=	418.4	m ²	skutečná plocha vystavená větru						
φ =	0.973	-	součinitel plnosti						
d_{dot} =	6.928	m	upravená výška konstrukce vystavená větru						
b=	6.640	m	šířka konstrukce						
b/d_{dot} =	0.958	-	poměr						
případ	b	-	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plnésvodidla,doprava						
$c_{fx,0}$ =	2.212	-	součinitel síly						
c_s =	1.000	-	součinitel konstrukce						
c_d =	1.000	-	součinitel konstrukce						
k_t =	1.000	-	součinitel turbulence						
z_{min} =	2.000	m	minimální výška						
z_0 =	0.050	m	parametr drsnost terénu						
$z_{0,II}$ =	0.050	m	parametr drsnost terénu pro kategorii II						
z=	16.620	m	výška nad terénem						
$c_0(z)$ =	1.000	-	součinitel orografie						
ρ =	1.25	kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu						
$I_w(z)$ =	0.172	-	intenzita turbulence						
k_r =	0.190	-	součinitel terénu						
$c_r(z)$ =	1.103	-	součinitel drsnosti terénu						
$v_m(z)$ =	24.822	m/s	střední rychlost větru ve výšce z						
$q_p(z)$ =	849.3	N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z						
q_b =	316.4	N/m ²	základní dynamický tlak						
$c_e(z)$ =	2.684	-	součinitel expozice						
C=	5.939		součinitel zatížení větrem						
w_w =	1879.1	N/m ²	tlak větru						



Tlak větru příčný na dopravu - most s dopravou - pole 2									
K=	II	-	kategorie terénu						
$v_{b,0}$ =	22.500	m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí						
c_{dir} =	1.000	-	součinitel směru větru						
c_{season} =	1.000	-	součinitel ročního období						
v_b =	22.500	m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II						
L=	60.400	m	délka obrysové plochy zatížené větrem						
h=	7.120	m	výška obrysové plochy zatížené větrem						
A=	430.0	m ²	obrysová plocha vystavená větru						
As=	418.4	m ²	skutečná plocha vystavená větru						
φ =	0.973	-	součinitel plnosti						
d_{dot} =	6.928	m	upravená výška konstrukce vystavená větru						
b=	6.640	m	šířka konstrukce						
b/d_{dot} =	0.958	-	poměr						
případ	b	-	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plnésvodidla,doprava						
$c_{fx,0}$ =	2.212	-	součinitel síly						
c_s =	1.000	-	součinitel konstrukce						
c_d =	1.000	-	součinitel konstrukce						
k_t =	1.000	-	součinitel turbulence						
z_{min} =	2.000	m	minimální výška						
z_0 =	0.050	m	parametr drsnost terénu						
$z_{0,II}$ =	0.050	m	parametr drsnost terénu pro kategorii II						
z=	14.500	m	výška nad terénem						
$c_0(z)$ =	1.000	-	součinitel orografie						
ρ =	1.25	kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu						
$I_w(z)$ =	0.176	-	intenzita turbulence						
k_r =	0.190	-	součinitel terénu						
$c_r(z)$ =	1.077	-	součinitel drsnosti terénu						
$v_m(z)$ =	24.239	m/s	střední rychlost větru ve výšce z						
$q_p(z)$ =	820.5	N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z						
q_b =	316.4	N/m ²	základní dynamický tlak						
$c_e(z)$ =	2.593	-	součinitel expozice						
C=	5.738		součinitel zatížení větrem						
w_w =	1815.4	N/m ²	tlak větru						



ZATÍŽENÍ PRUTŮ V MODELU

PŘÍČNÝ VÍTR NA KONSTRUKCI S DOPRAVOU - POLE 1													
PRVEK	TLAK VĚTRU	POČET ZATÍŽENÝCH PRVKŮ V MODELU	ŠÍŘKA	DÉLKA PRVKU V MODELU	PLOCHA V MODELU	PLOCHA V MODELU CELKEM	PLOCHA SKUTEČNÁ (acad)	OPRAVNÝ KOEFICIENT PLOCHY	ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ	POZNÁMKA			
	kN/m ²	(ks)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(-)	kN/m	(-)			
horní pás	1.878	2	0.475	46.200	43.890	184.072	188.625	1.025	0.914	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY			
diagonály D1	1.878	4	0.464	6.935	12.871				0.893	NAVĚTRNÁ STRANA A ČÁST DRUHÉHO			
diagonály D2	1.878	4	0.450	6.935	12.483				0.866	NAVĚTRNÁ STRANA A ČÁST DRUHÉHO			
diagonály D3	1.878	8	0.400	6.935	22.192				0.770	NAVĚTRNÁ STRANA A ČÁST DRUHÉHO			
diagonály D4	1.878	16	0.350	6.935	38.836				0.674	NAVĚTRNÁ STRANA A ČÁST DRUHÉHO			
dolní pás	1.878	1	1.000	53.800	53.800				1.924	ZATÍŽENA POUZE NAVĚTRNÁ STRANA			
					0.000				0.000				
					0.000				0.000				
					0.000				0.000				
					0.000				0.000				
					0.000				0.000				
poznámka: Zatížení na pruty v modelu je upraveno s ohledem na skutečné zatíženou plochu zjištěnou v acad vč. podružných prvků.													
Druhý nosník zatížen jen částí nezakryté dopravním pásem													
PŘÍČNÝ VÍTR NA KONSTRUKCI S DOPRAVOU - POLE 2													
PRVEK	TLAK VĚTRU	POČET ZATÍŽENÝCH PRVKŮ V MODELU	ŠÍŘKA	DÉLKA PRVKU V MODELU	PLOCHA V MODELU	PLOCHA V MODELU CELKEM	PLOCHA SKUTEČNÁ (acad)	OPRAVNÝ KOEFICIENT PLOCHY	ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ	POZNÁMKA			
	kN/m ²	(ks)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(-)	kN/m	(-)			
horní pás	1.879	2	0.475	46.200	43.890	196.555	214.414	1.091	0.974	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY			
diagonály D1	1.879	4	0.464	6.935	12.871				0.951	NAVĚTRNÁ STRANA A ČÁST DRUHÉHO			
diagonály D2	1.879	4	0.450	6.935	12.483				0.922	NAVĚTRNÁ STRANA A ČÁST DRUHÉHO			
diagonály D3	1.879	16	0.400	6.935	44.384				0.820	NAVĚTRNÁ STRANA A ČÁST DRUHÉHO			
diagonály D4	1.879	12	0.350	6.935	29.127				0.717	NAVĚTRNÁ STRANA A ČÁST DRUHÉHO			
dolní pás	1.879	1	1.000	53.800	53.800				2.050	ZATÍŽENA POUZE NAVĚTRNÁ STRANA			
					0.000				0.000				
					0.000				0.000				
					0.000				0.000				
					0.000				0.000				
					0.000				0.000				
poznámka: Zatížení na pruty v modelu je upraveno s ohledem na skutečné zatíženou plochu zjištěnou v acad vč. podružných prvků.													
Druhý nosník zatížen jen částí nezakryté dopravním pásem													

Dále je konstrukce v modelu zatížena tlakem na pás dopravy. Toto zatížení je zavedeno do modelu jako zatížení obou podélníků v úrovni plechu mostovky v příčném směru a dále jako odlehčení a přitížení podélníků.

Při výšce dopravy 4 m a vzdálenosti podélníků 1520 mm a vzdálenosti temene kolejnice a plechu mostovky 280 mm vychází zatížení :

Pole 1

vodorovné na jeden podélník

$$q_{k,y,42a}=4,0*1,814/2=\pm 3,628 \text{ kN/m}$$

svislé přitížení a odlehčení kolejnice:

$$q_{k,y,42b}=4,0*1,814*(2+0,280)/1,520=\pm 10,884 \text{ kN/m}$$

Pole 2

vodorovné na jeden podélník

$$q_{k,y,42a}=4,0*1,815/2=\pm 3,630 \text{ kN/m}$$

svislé přitížení a odlehčení kolejnice:

$$q_{k,y,42b}=4,0*1,815*(2+0,28)/1,52=\pm 10,890 \text{ kN/m}$$



B.PODÉLNÝ – SMĚR $\pm X$

Dle čl. 8.3.4 ČSN EN 1991-1-4 se uvažuje jako 50 % sil v příčném směru (ve směru $\pm Y$)

ZATÍŽENÍ PRUTŮ V MODELU

PODÉLNÝ VÍTR NA KONSTRUKCI S DOPRAVOU - POLE 1

PRVEK	TLAK VĚTRU	POČET ZATÍŽENÝCH PRVKŮ V MODELU	ŠÍŘKA	DÉLKA PRVKU V MODELU	PLOCHA V MODELU	PLOCHA V MODELU CELKEM	PLOCHA SKUTEČNÁ (acad)	OPRAVNÝ KOEFICIENT PLOCHY	ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ	POZNÁMKA
	kN/m ²	(ks)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(-)	kN/m	(-)
horní pás	0.939	2	0.475	46.200	43.890	184.072	188.625	1.025	0.457	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D1	0.939	4	0.464	6.935	12.871				0.446	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D2	0.939	4	0.450	6.935	12.483				0.433	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D3	0.939	8	0.400	6.935	22.192				0.385	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D4	0.939	16	0.350	6.935	38.836				0.337	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
dolní pás	0.939	2	1.000	53.800	53.800				0.962	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	

poznámka: Zatížení na pruty v modelu je upraveno s ohledem na skutečně zatíženou plochu zjištěnou v acad vč. podružných prvků.

PODÉLNÝ VÍTR NA KONSTRUKCI S DOPRAVOU - POLE 2

PRVEK	TLAK VĚTRU	POČET ZATÍŽENÝCH PRVKŮ V MODELU	ŠÍŘKA	DÉLKA PRVKU V MODELU	PLOCHA V MODELU	PLOCHA V MODELU CELKEM	PLOCHA SKUTEČNÁ (acad)	OPRAVNÝ KOEFICIENT PLOCHY	ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ	POZNÁMKA
	kN/m ²	(ks)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(-)	kN/m	(-)
horní pás	0.940	2	0.475	46.200	43.890	196.555	214.414	1.091	0.487	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D1	0.940	4	0.464	6.935	12.871				0.476	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D2	0.940	4	0.450	6.935	12.483				0.461	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D3	0.940	16	0.400	6.935	44.384				0.410	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
diagonály D4	0.940	12	0.350	6.935	29.127				0.359	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
dolní pás	0.940	2	1.000	53.800	53.800				1.025	ZATÍŽENY OBA NOSNÍKY
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	

poznámka: Zatížení na pruty v modelu je upraveno s ohledem na skutečně zatíženou plochu zjištěnou v acad vč. podružných prvků.

Dále je konstrukce v modelu zatížena tlakem na pás dopravy. Toto zatížení je zavedeno do modelu jako zatížení obou podélníků v podélném směru jako 50% síly příčné.

vodorovné na jeden podélník

Pole 1

$$q_{k,y,42a} = \pm 3,628 * 0,50 = \pm 1,814 \text{ kN/m}$$

Pole 2

$$q_{k,y,42a} = \pm 3,630 * 0,50 = \pm 1,815 \text{ kN/m}$$

Zatížení je zadáno se svislou excentricitou 2,280 m na oba podélníky.



C.SVISLÝ – SMĚR $\pm Z$

Tlak větru svislý s dopravou- pole 1			
K=	II -	kategorie terénu	
$v_{b,0} =$	22.500 m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí	
$c_{dir} =$	1.000 -	součinitel směru větru	
$c_{season} =$	1.000 -	součinitel ročního období	
$v_b =$	22.500 m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II	
L=	53.800 m	délka obrysové plochy zatížené větrem	
h=	7.120 m	výška obrysové plochy zatížené větrem	
A=	383.1 m ²	obrysová plocha vystavená větru	
As=	360.4 m ²	skutečná plocha vystavená větru	
$\varphi =$	0.941 -	součinitel plnosti	
$d_{dot} =$	6.699 m	upravená výška konstrukce vystavená větru	
b=	6.640 m	šířka konstrukce	
$b/d_{dot} =$	0.991 -	poměr	
případ	b -	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plínsvodidla,doprava	
$c_{f,z} =$	0.900 -	součinitel síly	
$c_s =$	1.000 -	součinitel konstrukce	
$c_d =$	1.000 -	součinitel konstrukce	
$k_t =$	1.000 -	součinitel turbulence	
$z_{min} =$	2.000 m	minimální výška	
$z_0 =$	0.050 m	parametr drsnost terénu	
$z_{0,II} =$	0.050 m	parametr drsnost terénu pro kategorii II	
z=	16.620 m	výška nad terénem	
$c_0(z) =$	1.000 -	součinitel orografie	
$\rho =$	1.25 kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu	
$I(z) =$	0.172 -	intenzita turbulence	
$k_r =$	0.190 -	součinitel terénu	
$c_r(z) =$	1.103 -	součinitel drsnosti terénu	
$v_m(z) =$	24.822 m/s	střední rychlost větru ve výšce z	
$q_p(z) =$	849.3 N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z	
$q_b =$	316.4 N/m ²	základní dynamický tlak	
$c_e(z) =$	2.684 -	součinitel expozice	
C=	2.416	součinitel zatížení větrem	
$w_w =$	764.4 N/m ²	tlak větru	
e=	1.660 m	excentricita v příčném směru mostu	



Tlak větru svislý s dopravou- pole 2									
K=	II	-	kategorie terénu						
$V_{b,0}$ =	22.500	m/s	výchozí základní rychlost větru dle větrových oblastí						
C_{dir} =	1.000	-	součinitel směru větru						
C_{season} =	1.000	-	součinitel ročního období						
V_b =	22.500	m/s	základní rychlost větru ve výšce 10 m nad terénem kategorie II						
L=	60.400	m	délka obrysové plochy zatížené větrem						
h=	7.120	m	výška obrysové plochy zatížené větrem						
A=	430.0	m ²	obrysová plocha vystavená větru						
As=	405.1	m ²	skutečná plocha vystavená větru						
φ =	0.942	-	součinitel plnosti						
d_{dot} =	6.708	m	upravená výška konstrukce vystavená větru						
b=	6.640	m	šířka konstrukce						
b/d_{dot} =	0.990	-	poměr						
případ	b	-	a-vystavba, prodyšné zábradlí; b-neprodyšné zábradlí,protihluk,plnésvodidla,doprava						
$C_{f,z}$ =	0.900	-	součinitel síly						
C_s =	1.000	-	součinitel konstrukce						
C_d =	1.000	-	součinitel konstrukce						
k_t =	1.000	-	součinitel turbulence						
Z_{min} =	2.000	m	minimální výška						
Z_0 =	0.050	m	parametr drsnost terénu						
$Z_{0,II}$ =	0.050	m	parametr drsnost terénu pro kategorii II						
z=	16.620	m	výška nad terénem						
$c_0(z)$ =	1.000	-	součinitel orografie						
ρ =	1.25	kg/m ³	objemová hmotnost vzduchu						
$I_w(z)$ =	0.172	-	intenzita turbulence						
k_r =	0.190	-	součinitel terénu						
$c_r(z)$ =	1.103	-	součinitel drsnosti terénu						
$V_m(z)$ =	24.822	m/s	střední rychlost větru ve výšce z						
$q_p(z)$ =	849.3	N/m ²	maximální dynamický tlak ve výšce z						
q_b =	316.4	N/m ²	základní dynamický tlak						
$c_e(z)$ =	2.684	-	součinitel expozice						
C=	2.416		součinitel zatížení větrem						
w_w =	764.4	N/m ²	tlak větru						
e=	1.660	m	excentricita v příčném směru mostu						

poznámka: V modelu bude toto zatížení modelováno jako přitížení obou hlavních nosníků (dolního pasu).

Pole 1 :

Půdorysná plocha mostu je: $53,800 \times 6,640 = 357.232 \text{ m}^2$. Vzájemná vzdálenost hl. nosníků je 6,120 m.

Délka dolního pasu v modelu je 53,800 m.

Zatížení více a méně zatíženého nosníku je (s ohledem na excentricitu $e=1,660 \text{ m}$ zatížení) je:

$$q_{k,z,41a} = 357,232 \times 0,764 / 53,800 \times (6,120/2 + 1,660) / 6,120 = 3,912 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,z,41b} = 327,232 \times 0,764 / 53,800 \times (6,120/2 - 1,660) / 6,120 = 1.160 \text{ kN/m}$$



Zatížení bude provedeno s více zatíženým nosníkem vlevo i vpravo a to směrem nahoru i dolů.

Pole 2:

Půdorysná plocha mostu je: $60,400 \times 6,640 = 401.056 \text{ m}^2$. Vzájemná vzdálenost hl. nosníků je 6,120 m. Délka dolního pasu v modelu je 60,400 m.

Zatížení více a méně zatíženého nosníku je (s ohledem na excentricitu $e=1,660 \text{ m}$ zatížení) je:

$$q_{k,z,41a} = 401,056 \times 0,764 / 60,400 \times (6,120/2 + 1,660) / 6,120 = 3,912 \text{ kN/m}$$

$$q_{k,z,41b} = 401,056 \times 0,764 / 60,400 \times (6,120/2 - 1,660) / 6,120 = 1.160 \text{ kN/m}$$

Zatížení bude provedeno s více zatíženým nosníkem vlevo i vpravo a to směrem nahoru i dolů.

TEPLOTA - T: ZS43 - ZS44

dílčí součinitel zatížení: nepříznivý účinek $\gamma_{F,T,\text{sup}} = 1,35$ (stáří >30 let)
 příznivý účinek $\gamma_{F,T,\text{inf}} = 0,00$

ZS 43 – ZATÍŽENÍ ROVNOMĚRNOU SLOŽKOU TEPLoty T_N

Všechny NK tohoto mostu jsou uspořádány jako prosté nosníky, vždy s pevnými (resp. podélně pohyblivými) ložisky na spodní stavbě.

- typ NK mostu dle ČSN EN 1991-1-5: **1 – ocelová**
- návrhové hodnoty $\Delta T_{N,\text{con,d}}$ a $\Delta T_{N,\text{exp,d}}$ se použijí pro případný výpočet deformací v ložiskách
- předpokládaná výchozí teplota NK při osazení $T_0 = +10,0^\circ\text{C}$
- minimální hodnota teploty vzduchu ve stínu pro místo stavby $T_{\text{min}} = -32,0^\circ\text{C}$
- maximální hodnota teploty vzduchu ve stínu pro místo stavby $T_{\text{max}} = +38,0^\circ\text{C}$
- minimální rovnoměrná složka teploty mostu $T_{e,\text{min}} = -32,0 - 3 = -35,0^\circ\text{C}$
- maximální rovnoměrná složka teploty mostu $T_{e,\text{max}} = +38,0 + 16,0 = +54,0^\circ\text{C}$
- maximální rozsah záporných teplot - charakter. hodnota $\Delta T_{N,\text{con,k}} = -(10,0 - (-35,0)) = -45,0^\circ\text{C}$
- návrhová hodnota $\Delta T_{N,\text{con,d}} = -45,0 - 20,0 = -65,0^\circ\text{C}$
- maximální rozsah kladných teplot - charakter. hodnota $\Delta T_{N,\text{exp,k}} = +(54,0 - 10,0) = +44,0^\circ\text{C}$
- návrhová hodnota $\Delta T_{N,\text{exp,d}} = +44,0 + 20,0 = +64,0^\circ\text{C}$
- součinitel délkové tepelné roztažnosti NK mostu $\alpha_{\text{st}} = 1.200 \text{ E-}05 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

ZS 44 – ZATÍŽENÍ NEROVNOMĚRNOU SLOŽKOU TEPLoty T_{M+E}

- typ NK mostu dle ČSN EN 1991-1-5: **1 – ocelová**
- použije se postup dle čl.6.1.4.1 ČSN EN 1991-1-5 (rozdíl v rovnoměrné složce teploty mezi horním a dolním povrchem NK)

charakteristická hodnota zatížení:

dolní povrch teplejší

dolní pás, podélníky, příčníky, : $+13,0^\circ\text{C}$

diagonály: $+6,5^\circ\text{C}$

horní pás: $0,0^\circ\text{C}$

horní povrch teplejší

dolní pás, podélníky, příčníky: $+0,0^\circ\text{C}$

diagonály: $+9,0^\circ\text{C}$

horní pás: $18,0^\circ\text{C}$

dále je uvažována vodorovná rozdílová složka a to 15°C mezi pravou a levou stranou mostu.

Rozdíl zadán na prvky hl. nosníku.



SOUČASNÉ PŮSOBENÍ ROVNOMĚRNÉ T_N A NEROVNOMĚRNÉ SLOŽKY T_{M+E} :

Pokud bude nutné uvažovat současně rovnoměrnou i rozdílovou složku teploty, bude nutné uvážit jejich nejnepříznivější vzájemnou kombinaci dle kap.6.1.5:

$$\Delta T_{M, \text{heat}} \text{ (nebo } \Delta T_{M, \text{cool}}) + \omega_N \Delta T_{N, \text{exp}} \text{ (nebo } \Delta T_{N, \text{con}})$$

$$\omega_M \Delta T_{M, \text{heat}} \text{ (nebo } \Delta T_{M, \text{cool}}) + \Delta T_{N, \text{exp}} \text{ (nebo } \Delta T_{N, \text{con}})$$

2.1.3.1.3 A – MIMOŘÁDNÁ ZATÍŽENÍ

MIMOŘÁDNÁ ZATÍŽENÍ - A: ZS51 - ZS53

dílčí součinitel zatížení: nepříznivý účinek – bez uvažování zbytkové životnosti
příznivý účinek

$$\gamma_{F,A,\text{sup}} = 1,00$$

$$\gamma_{F,A,\text{inf}} = 0,00$$

$$\alpha = 1,00$$

klasifikační součinitel

dynamické účinky - Φ_3

neuvažují se

ZS 51 – VYKOLEJENÍ VOZIDEL – NÁVRHOVÁ SITUACE I

- vykolejená vozidla dle čl. 6.7 ČSN EN 1991-2 zůstanou v prostoru koleje a vozidla jsou zachycena sousední kolejnicí

- při této návrhové situaci nesmí dojít ke zřícení NK mostu, místní poškození se tolerují

- působí jako osamělé síly a rovnoměrné zatížení o velikosti $0,70 \cdot \alpha \cdot LM71$, rovnoběžně s osou koleje, ve vzdálenostech $\pm 0,50 \cdot s$ a $\pm 1,50 \cdot s$

- ostatní zatížení železniční dopravou lze zanedbat

ZS 52 – VYKOLEJENÍ VOZIDEL – NÁVRHOVÁ SITUACE II - A2

- vykolejená vozidla jsou zachycena na okraji NK mostu a zatěžují okraj NK mostu

- při této návrhové situaci se nemá NK mostu převrátit nebo zřítit

- působí jako osamělé rovnoměrné zatížení o velikosti $1,40 \cdot \alpha \cdot LM71$ rovnoběžně s osou koleje, ve vzdálenosti $(2,500 - 0,450 / 2) = 2,275$ m příčně od osy NK mostu

- ostatní zatížení železniční dopravou lze zanedbat

ZS 53 – VYKOLEJENÍ VOZIDEL – NÁRAZ VOZIDEL DO NK MOSTU

- mimořádné zatížení nárazem do nosné NK mostu dále není v tomto přepočtu uvažováno

2.1.3.2 BEZSTYKOVÁ KOLEJ – KOMBINOVANÁ ODEZVA

ZS 61 - VLIV BEZSTYKOVÉ KOLEJE

Vzhledem k tomu, že konstrukce je na obou stranách oddělena dilatačním zařízením, není vliv bezstykové koleje posuzován.

2.1.3.3 ZATÍŽENÍ VÝZTUŽNÉHO SYSTÉMU - IMPERFEKCE

ZS71a - ZATÍŽENÍ PRO ANALÝZU VÝZTUŽNÉHO SYSTÉMU - ROVNOMĚRNÉ ZATÍŽENÍ

Zatížení je podrobně popsáno v kapitole 2.1.6

ZS71b - ZATÍŽENÍ PRO ANALÝZU VÝZTUŽNÉHO SYSTÉMU - MÍSTNÍ SÍLY

Zatížení je podrobně popsáno v kapitole 2.1.6

Zatížení zatěžujícího stavu ZS71a a ZS71b se neuvažují společně.



2.1.3.4 KOMBINACE ZATÍŽENÍ – 1. MS + 2. MS

PŘEPOČET A ZATÍŽITELNOST - SESTAVY ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍ DOPRAVOU (ŽD) PRO 1 KOLEJ DLE ČSN EN 1991-2

skupina ZS č.	označení zatížení	gr11	gr12	gr13	gr14	sestavy dopravního zatížení
		svislé + podélné	svislé + příčné	podélné	příčné	určena pro maximální účinky
		SOUCINITEL KOMBINACE Ψ_{GR}				popis zatížení (* neuvažováno při přepočtu této NK mostu)
21a	P_{LM71}	1.00	1.00	1.00 (0.50)	1.00 (0.50)	svislé zatížení - model zatížení 71
22	B_{LM71}	1.00	0.50	1.00	0.50	vodorovné podélné zatížení - rozjezd a brzdění od modelu zatížení 71
23	S_{LM71}	0.50	1.00	0.50	1.00	vodorovné příčné zatížení - boční ráz od modelu zatížení 71
24	O_{LM71}	0.50	1.00	0.50	1.00	*vodorovné příčné zatížení - odstředivé síly od modelu zatížení 71

poznámky:

- 1) sestavy zatížení železniční dopravou se pro kombinaci s dalšími nedopravními zatíženími považují za 1 proměnné zatížení
- 2) při přepočtu této hlavní NK mostu se uplatní pouze sestavy zatížení železniční dopravou gr11 až gr14
- 3) při přepočtu této hlavní NK mostu se uplatní pouze sestavy zatížení železniční dopravou gr11 až gr14
- 4) další svislá zatížení ŽD (modely SW/0, SW/2, HSLM) se v tomto přepočtu neuplatní (trať 2.třída, prostá pole, $v_{max} = 40$ km/hod)
- 5) v sestavách gr13 a gr14 se při příznivém účinku může součinitel kombinace Ψ_{GR} u ZS21a (P_{LM71}) redukovat na 0.5, nemůže být ale 0
- 6) tučné a podbarvením jsou označeny dominantní složky zatížení, ostatní složky se v příznivých případech neuvažují (výjimka - viz ad 4))
- 7) ZS42 (O_{LM71}) se při přepočtu této NK mostu neuplatní (obě hlavní pole č.2 a č.3 mají kolej vedenou ve směrové přímé)

PŘEPOČET, ZATÍŽITELNOST A PŘECHODNOST - PŘEHLED UVAŽOVANÝCH ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

KOMBINAČNÍ, ČÁSTÉ A KVAZISTÁLÉ HODNOTY PROMĚNNÝCH ZATÍŽENÍ Q (SOUCINITEL KOMBINACE Ψ_i)

skupina ZS č.	označení zatížení	popis zatížení (typ, trvání,...)		Ψ_0	Ψ_1 (Ψ_2)	název zatěžovacího stavu (* neuvažován při přepočtu této NK mostu)	
11	G _M	G - stálé	stálá (trvalá)	-	-	vlastní tíha - hlavní NK mostu	
12	G _O		ostatní stálá (nahodilá dlouhodobá)	-	-	vlastní tíha - železniční svršek	
13				-	-	vlastní tíha - podlahové plechy	
14				-	-	vlastní tíha - konzoly (vč. zábradlí, kabelovodů a inženýrských sítí)	
21a	P _{LM71}	Q - proměnné (nahodilé krátkodobé)	železniční doprava (sestavy zatížení gr11-gr14)	0.80	0.80	svislé zatížení - model zatížení 71 (pro přepočet a zatížitelnost)	
21b	P _{TTZ}					svislé zatížení - provozní zatížení (TTZ pro přechodnost)	
21c	P _{NV}					svislé zatížení - nezatížený vlak (pro ověření globální stability NK mostu)	
22	B _{LM71}					vodorovné podélné zatížení - rozjezd a brzdění od modelu zatížení 71	
23	S _{LM71}					vodorovné příčné zatížení - boční ráz od modelu zatížení 71	
24	O _{LM71}					*vodorovné příčné zatížení - odstředivé síly od modelu zatížení 71	
31	CH		ostatní provozní zatížení	0.80	0.50	svislé zatížení - služební chodník uvnitř NK	
32	RL					svislé zatížení - pochozí kabelová lávka na levé konzole	
33	ZA					*vodorovné zatížení zábradlí	
34	AE					*aerodynamické účinky od projíždějícího vlaku	
41	W _G		klimatická		0.75	0.50	*vitr na NK mostu
42	W _{G+P}						vitr na NK mostu a vlak
43	T _N				0.60	0.60 (0.50)	*teplota - rovnoměrná složka
44	T _{M+E}						teplota - nerovnoměrná složka
51	A ₁	A - mimořádné	vykolejení	-	-	*vykolejení železničních vozidel - návrhová situace I	
52	A ₂			-	-	*vykolejení železničních vozidel - návrhová situace II	
53	A ₃			-	-	*vykolejení železničních vozidel - náraz do NK	

PŘEHLED UVAŽOVANÝCH KOMBINACÍ DLE ČSN EN 1990 ed.2 (PŘÍLOHA A2)

TYP KOMBINACE			UVAŽOVANÁ ZATÍŽENÍ			
mezni stav	návrhová situace (*=neuvažována)	vzorec [tabulka] ČSN EN1990 ed.2	stálá - G		hlavní proměnné zatížení Q_1	vedlejší proměnné zatížení Q_i
			nepriznivá	přiznivá		
MSÚ	trvalá + dočasná	6.10 [A.2.4(A)]	$\gamma_{F,G,sup} * G_{k,sup}$	$\gamma_{F,G,inf} * G_{k,inf}$	$\gamma_{F,Q,1} * Q_{k,1}$	$\gamma_{F,Q,i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$
		6.10a [A.2.4(B)]	$\gamma_{F,G,sup} * G_{k,sup}$	$\gamma_{F,G,inf} * G_{k,inf}$	$\gamma_{F,Q,1} * \Psi_{0,1} * Q_{k,1}$	$\gamma_{F,Q,i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$
		6.10b [A.2.4(B)]	$\xi * \gamma_{F,G,sup} * G_{k,sup}$	$\gamma_{F,G,inf} * G_{k,inf}$	$\gamma_{F,Q,1} * Q_{k,1}$	$\gamma_{F,Q,i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$
	mimořádná*	6.11b [A.2.5]	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	Ad	$\Psi_{1,1} * Q_{k,1}$ $\Psi_{2,i} * Q_{k,i}$
MSP	charakteristická	6.14b [A.2.6]	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i} * Q_{k,i}$
	častá*	6.15b [A.2.6]	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\Psi'_{1,1} * Q_{k,1}$	$\Psi'_{1,i} * Q_{k,i}$
	kvazistálá*	6.16b [A.2.6]	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\Psi'_{2,1} * Q_{k,1}$	$\Psi'_{2,i} * Q_{k,i}$



UVAŽOVANÉ KOMBINACE PRO 1. MS

TAB 3.1																	
ZATĚŽ. STAV	G	P	O	B	S	CH	W-P	T-E	T-N	K	RL	R2	R3	R4	R5	R6	POPIS
	STÁLÉ	UIC 71	ODSTŘEDIVÁ SILA	BRZDNÉ A ROZJ. SIL Y	BOČNÍ RÁZ	REVIZNÍ CHODNÍKY	VÍTR	ROVNOMĚR. TEPLOTA	NEROVNOMĚR. TEPLOTA	BEZSTYK. KOLEJ	REVIZNÍ LÁVKY	PŘECHODNOST	SÍLY OD IMPERFEKČÍ	REZERVA	REZERVA	REZERVA	
KOMBINACE č.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
21	1.00	0.80	0.40	0.80	0.40	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
22	1.00	0.80	0.80	0.40	0.80	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
23	1.00	0.40	0.40	0.80	0.40	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
24	1.00	0.40	0.80	0.40	0.80	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
25	0.95	1.00	0.50	1.00	0.50	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
26	0.95	1.00	1.00	0.50	1.00	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
27	0.95	0.50	0.50	1.00	0.50	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
28	0.95	0.50	1.00	0.50	1.00	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
29	0.95	0.80	0.40	0.80	0.40	1.00	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
30	0.95	0.80	0.80	0.40	0.80	1.00	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
31	0.95	0.40	0.40	0.80	0.40	1.00	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
32	0.95	0.40	0.80	0.40	0.80	1.00	0.75	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
33	0.95	0.80	0.40	0.80	0.40	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	1.00		1.00				
34	0.95	0.80	0.80	0.40	0.80	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	1.00		1.00				
35	0.95	0.40	0.40	0.80	0.40	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	1.00		1.00				
36	0.95	0.40	0.80	0.40	0.80	0.80	0.75	0.00	0.60	0.00	1.00		1.00				
37	0.95	0.80	0.40	0.80	0.40	0.80	1.00	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
38	0.95	0.80	0.80	0.40	0.80	0.80	1.00	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
39	0.95	0.40	0.40	0.80	0.40	0.80	1.00	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
40	0.95	0.40	0.80	0.40	0.80	0.80	1.00	0.00	0.60	0.00	0.80		1.00				
41	0.95	0.80	0.40	0.80	0.40	0.80	0.75	0.00	1.00	0.00	0.80		1.00				
42	0.95	0.80	0.80	0.40	0.80	0.80	0.75	0.00	1.00	0.00	0.80		1.00				
43	0.95	0.40	0.40	0.80	0.40	0.80	0.75	0.00	1.00	0.00	0.80		1.00				
44	0.95	0.40	0.80	0.40	0.80	0.80	0.75	0.00	1.00	0.00	0.80		1.00				



2.1.4 STANOVENÍ VNITŘNÍCH SIL – 1.MS

2.1.4.1 VNITŘNÍ SÍLY – 1. MS

Výpis vnitřních sil po jednotlivých zatěžovacích stavech je uveden v příloze B

2.1.4.2 ROZHODUJÍCÍ KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL – 1. MS

Výpis rozhodujících kombinací je uveden v příloze C



2.1.5 STABILITA KONSTRUKCE JAKO CELKU

Pro výpočet stability konstrukce jako celku jsou uvažovány pro každé pole 4 stavy.

1. Stav – most se stojícím nezatíženým vlakem
2. Stav – most s pohybujícím se nezatíženým vlakem povolenou rychlostí na mostě 55 km/h
3. Stav – most s pohybujícím se zatíženým vlakem povolenou rychlostí na mostě 55 km/h
4. Stav – prázdný most

Most není v příčném směru symetrický, těžiště pole bylo převzato z 3d modelu konstrukce v Scia.

Pole 1 má těžiště 91 mm vlevo od osy mostu, pole 2 má těžiště 107 mm vlevo od osy mostu (vč zábradlí a kabelových žlabů).

Těžiště osy koleje pro pole 1 je 15 mm vpravo od osy mostu, těžiště osy koleje pro pole 2 je 96 mm vlevo od osy mostu.

Pro zatížení vlakem jsou uvažovány excentricity od osy mostu pro obě pole vč. vlivu těžiště osy koleje, převýšení koleje ($p=30$ mm, $e_{\max 2}=30 \cdot 1800/1500=36$ mm vpravo) a vlivu nerovnoměrnosti zatížení ($e_{\max 1}=83,3$ mm):

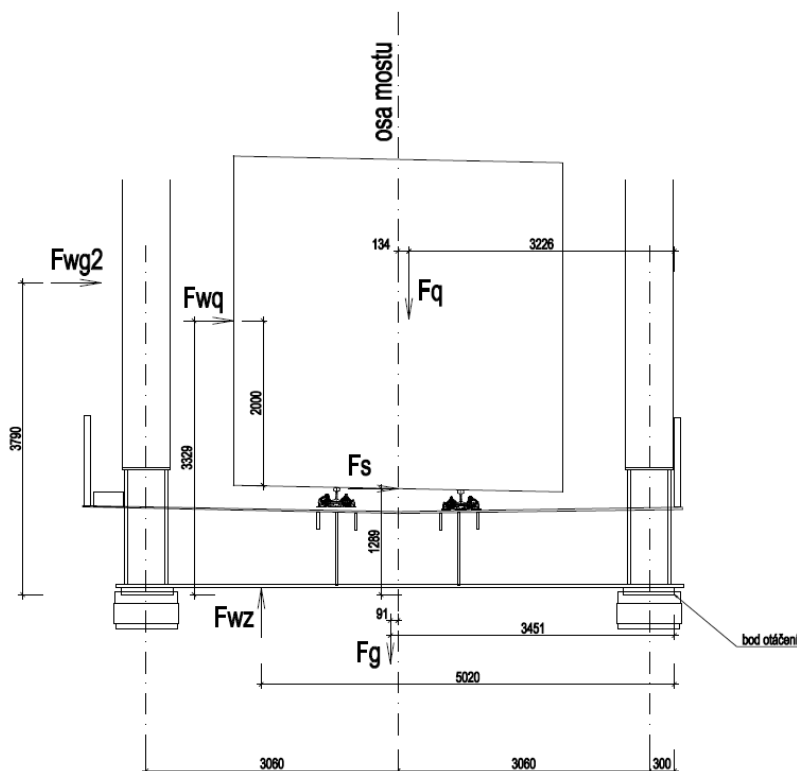
Pole 1: max. excentricita vpravo: $36+83,3+15=134$ mm
max. excentricita vlevo: $83,3-36-15=32$ mm

Pole 2: max. excentricita vpravo: $36+83,3-96=23$ mm
max. excentricita vlevo: $83,3-36+96=143$ mm

2.1.5.1 STABILITA PŘI VĚTRU POLE 1

POLE 1:

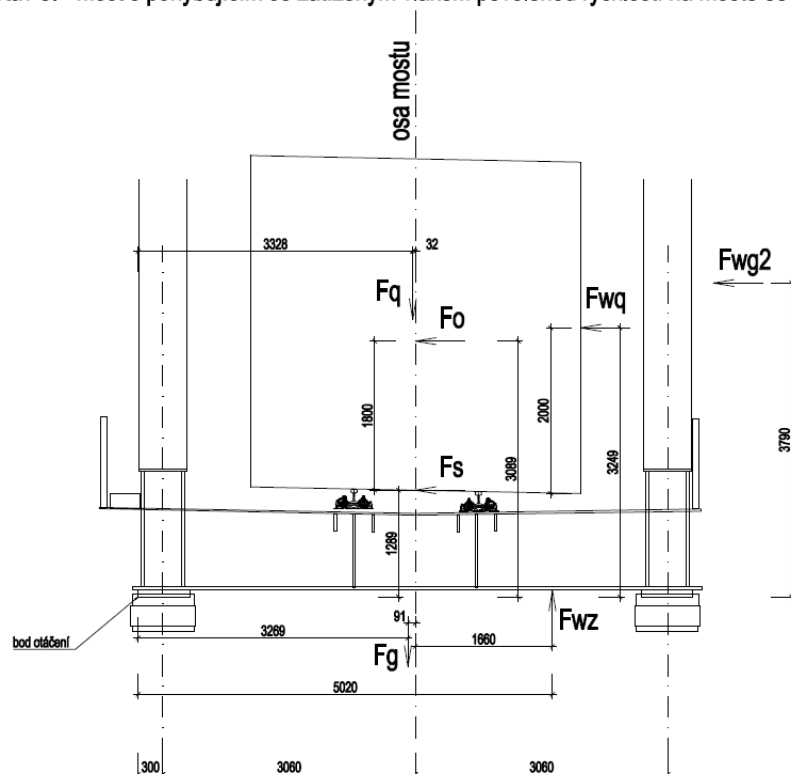
Stav 1. - most se stojícím nezatíženým vlakem



POLE 1:

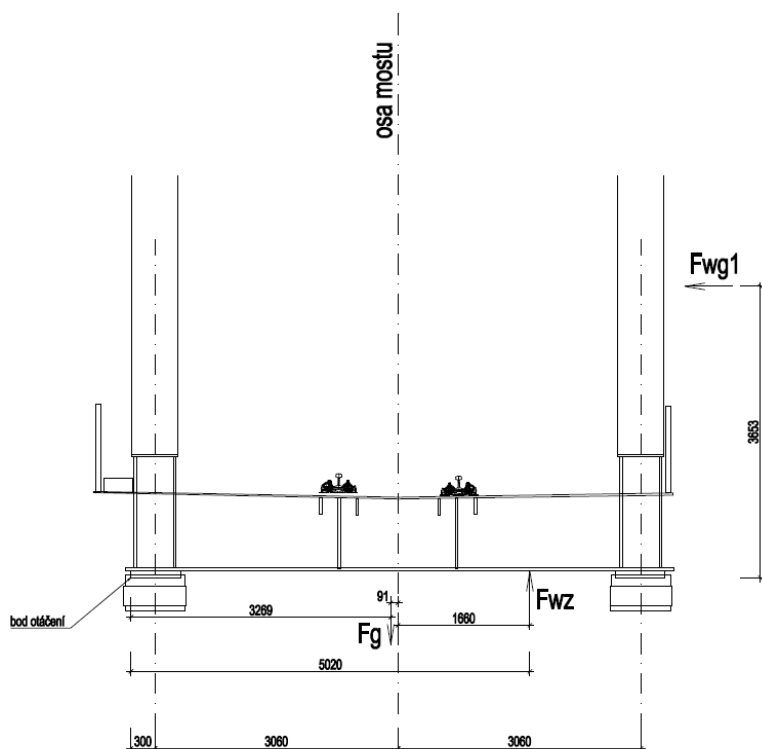
Stav 2. - most s pohybujícím se nezatíženým vlakem povolenou rychlostí na mostě 55 km/h

Stav 3. - most s pohybujícím se zatíženým vlakem povolenou rychlostí na mostě 55 km/h



POLE 1:

Stav 4. - prázdný most



Výpočet stability POLE 1:

POLE 1- POSOUZENÍ STABILITY NOK JAKO CELKU - 1.Stav – most se stojícím nezatíženým vlakem							
zatížení	působící síla - charakteristická hodnota	součinitel zatížení	působící síla - návrhová hodnota	rameno k bodu otáčení	KOMBINACE		
					kombinační součinitel	stabilizující klopný moment - návrhová hodnota	destabilizující klopný moment - návrhová hodnota
(-)	(kN)	(-)	(kN)	(m)	(-)	(kNm)	(kNm)
Fg - stálé zatížení - NOK	2035.6	0.95	1933.8	3.451	1.000	6673.6	
Fq - nezatížený vlak	538.0	1.00	538.0	3.226	1.000	1735.6	
Fs - boční ráz	100.0	1.30	130.0	1.289	1.000		167.6
Fo - odstředivá síla	0.0	1.30	0.0	3.089	1.000		0.0
Fwg2 - příčný vítr na konstrukci	292.4	1.35	394.8	3.790	1.000		1496.3
Fwq - příčný vítr na vlak	390.4	1.35	527.1	3.329	1.000		1754.7
Fwz - svislá složka větru	273.1	1.35	368.6	5.020	1.000		1850.6
celkem						8409.2	5269.1
					8409.2>5269.1=>vyhovuje - využití na 62.7%		

POLE 1- POSOUZENÍ STABILITY NOK JAKO CELKU - 2.Stav – most s pohybujícím se nezatíženým vlakem rychlostí na mostě 120 km/h							
zatížení	působící síla - charakteristická hodnota	součinitel zatížení	působící síla - návrhová hodnota	rameno k bodu otáčení	KOMBINACE		
					kombinační součinitel	stabilizující klopný moment - návrhová hodnota	destabilizující klopný moment - návrhová hodnota
(-)	(kN)	(-)	(kN)	(m)	(-)	(kNm)	(kNm)
Fg - stálé zatížení - NOK	2035.6	0.95	1933.8	3.269	1.000	6321.7	
Fq - nezatížený vlak	538.0	1.00	538.0	3.328	1.000	1790.5	
Fs - boční ráz	100.0	1.30	130.0	1.289	1.000		167.6
Fo - odstředivá síla	33.5	1.30	43.6	3.089	1.000		134.6
Fwg2 - příčný vítr na konstrukci	292.4	1.35	394.8	3.790	1.000		1496.3
Fwq - příčný vítr na vlak	390.4	1.35	527.1	3.249	1.000		1712.5
Fwz - svislá složka větru	273.1	1.35	368.6	5.020	1.000		1850.6
celkem						8112.1	5361.6
					8112.1>5361.6=>vyhovuje - využití na 66.1%		

POLE 1- POSOUZENÍ STABILITY NOK JAKO CELKU - 3.Stav – most s pohybujícím se zatíženým vlakem rychlostí na mostě 120 km/h							
zatížení	působící síla - charakteristická hodnota	součinitel zatížení	působící síla - návrhová hodnota	rameno k bodu otáčení	KOMBINACE		
					kombinační součinitel	stabilizující klopný moment - návrhová hodnota	destabilizující klopný moment - návrhová hodnota
(-)	(kN)	(-)	(kN)	(m)	(-)	(kNm)	(kNm)
Fg - stálé zatížení - NOK	2035.6	0.95	1933.8	3.269	1.000	6321.7	
Fq - zatížený vlak	4792.0	1.00	4792.0	3.328	0.800	12758.2	
Fs - boční ráz	100.0	1.30	130.0	1.289	0.800		134.1
Fo - odstředivá síla	351.5	1.30	457.0	3.089	0.800		1129.3
Fwg2 - příčný vítr na konstrukci	292.4	1.35	394.8	3.790	1.000		1496.3
Fwq - příčný vítr na vlak	390.4	1.35	527.1	3.249	1.000		1712.5
Fwz - svislá složka větru	273.1	1.35	368.6	5.020	1.000		1850.6
celkem						19079.9	6322.7
					19079.9>6322.7=>vyhovuje - využití na 33.1%		

POLE 1- POSOUZENÍ STABILITY NOK JAKO CELKU - 4.Stav – prázdný most							
zatížení	působící síla - charakteristická hodnota	součinitel zatížení	působící síla - návrhová hodnota	rameno k bodu otáčení	KOMBINACE		
					kombinační součinitel	stabilizující klopný moment - návrhová hodnota	destabilizující klopný moment - návrhová hodnota
(-)	(kN)	(-)	(kN)	(m)	(-)	(kNm)	(kNm)
Fg - stálé zatížení - NOK	2035.6	0.95	1933.8	3.289	1.000	6360.3	
Fwg1 - příčný vítr na konstrukci	309.5	1.35	417.8	3.653	1.000		1526.3
Fwz - svislá složka větru	273.1	1.35	368.6	5.020	1.000		1850.6
celkem						6360.3	3376.9
					6360.3>3376.9=>vyhovuje - využití na 53.1%		

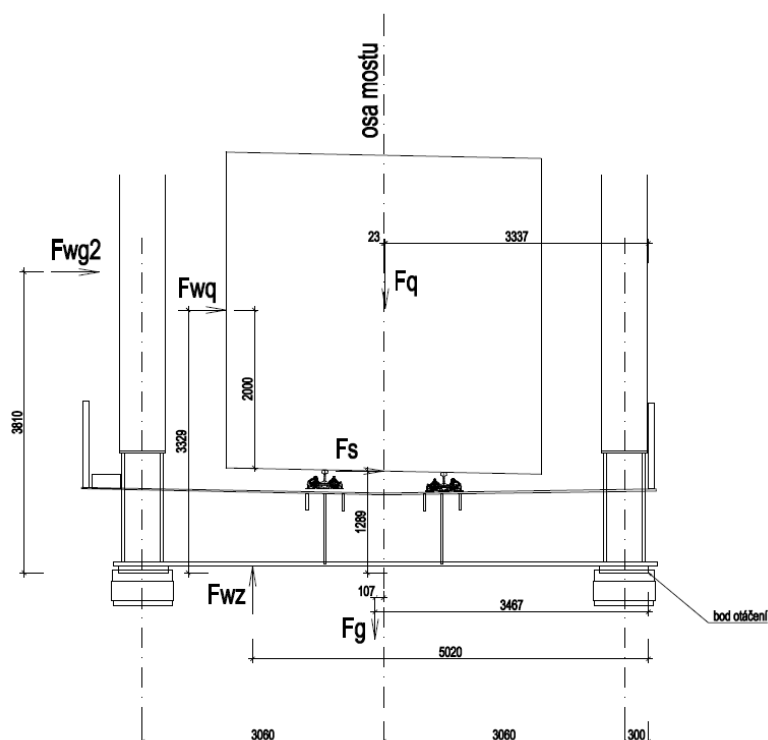
Z výše uvedené tabulky vyplývá, že konstrukce pole 1 vyhovuje na překlopení od větru pro konstrukci se stojícím i pohybujícím se nezatíženým i zatíženým vlakem a i samotná nezatížená konstrukce bez vlaku při působení větru.



2.1.5.2 STABILITA PŘI VĚTRU POLE 2

POLE 2:

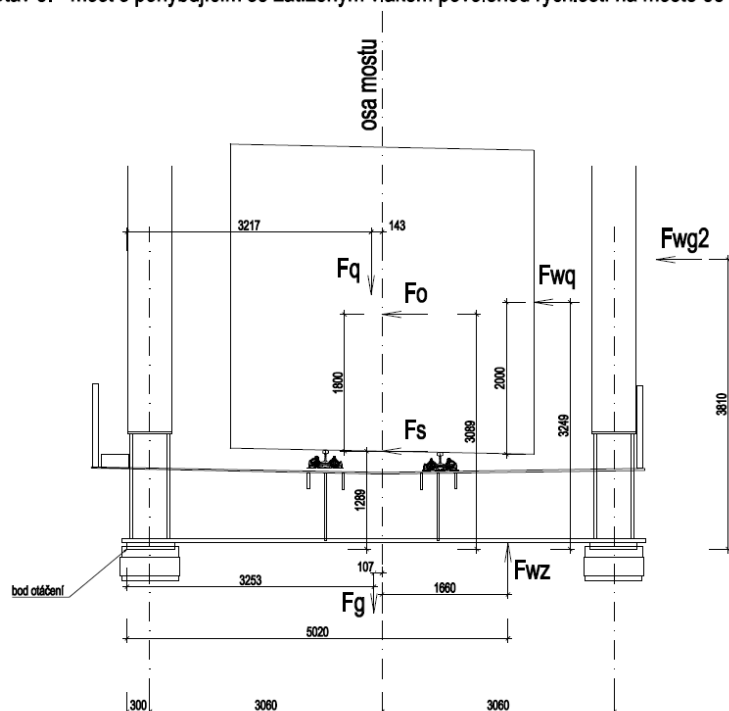
Stav 1. - most se stojícím nezatíženým vlakem



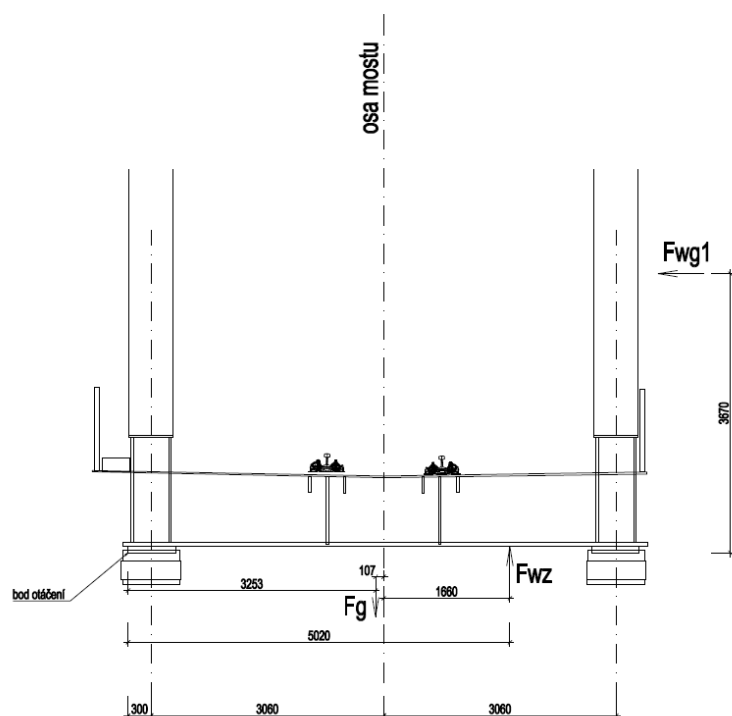
POLE 2:

Stav 2. - most s pohyblivým se nezatíženým vlakem povolenou rychlostí na mostě 55 km/h

Stav 3. - most s pohyblivým se zatíženým vlakem povolenou rychlostí na mostě 55 km/h



POLE 2:
Stav 4. - prázdný most



Výpočet stability POLE 2:

POLE 2 - POSOUZENÍ STABILITY NOK JAKO CELKU - 1.Stav – most se stojícím nezatíženým vlakem							
zatížení	působící síla - charakteristická hodnota	součinitel zatížení	působící síla - návrhová hodnota	rameno k bodu otáčení	KOMBINACE		
					kombinační součinitel	stabilizující klopný moment - návrhová hodnota	destabilizující klopný moment - návrhová hodnota
(-)	(kN)	(-)	(kN)	(m)	(-)	(kNm)	(kNm)
Fg - stálé zatížení - NOK	2413.1	0.95	2292.5	3.467	1.000	7948.0	
Fq - nezatížený vlak	604.0	1.00	604.0	3.337	1.000	2015.5	
Fs - boční ráz	100.0	1.30	130.0	1.289	1.000		167.6
Fo - odstředivá síla	0.0	1.30	0.0	3.089	1.000		0.0
Fwg2 - příčný vítr na konstrukci	332.3	1.35	448.6	3.810	1.000		1709.3
Fwq - příčný vítr na vlak	438.6	1.35	592.1	3.329	1.000		1971.2
Fwz - svislá složka větru	306.6	1.35	413.9	5.020	1.000		2077.6
celkem						9963.5	5925.6
					9963.5>5925.6=>vyhovuje - využití na 59.5%		
POLE 2 - POSOUZENÍ STABILITY NOK JAKO CELKU - 2.Stav – most s pohybujícím se nezatíženým vlakem rychlostí na mostě 120 km/h							
zatížení	působící síla - charakteristická hodnota	součinitel zatížení	působící síla - návrhová hodnota	rameno k bodu otáčení	KOMBINACE		
					kombinační součinitel	stabilizující klopný moment - návrhová hodnota	destabilizující klopný moment - návrhová hodnota
(-)	(kN)	(-)	(kN)	(m)	(-)	(kNm)	(kNm)
Fg - stálé zatížení - NOK	2413.1	0.95	2292.5	3.253	1.000	7457.4	
Fq - nezatížený vlak	604.0	1.00	604.0	3.217	1.000	1943.1	
Fs - boční ráz	100.0	1.30	130.0	1.289	1.000		167.6
Fo - odstředivá síla	67.4	1.30	87.6	3.089	1.000		270.5
Fwg2 - příčný vítr na konstrukci	332.3	1.35	448.6	3.810	1.000		1709.3
Fwq - příčný vítr na vlak	438.6	1.35	592.1	3.249	1.000		1923.8
Fwz - svislá složka větru	306.6	1.35	413.9	5.020	1.000		2077.6
celkem						9400.5	6148.7
					9400.5>6148.7=>vyhovuje - využití na 65.4%		
POLE 2 - POSOUZENÍ STABILITY NOK JAKO CELKU - 3.Stav – most s pohybujícím se zatíženým vlakem rychlostí na mostě 120 km/h							
zatížení	působící síla - charakteristická hodnota	součinitel zatížení	působící síla - návrhová hodnota	rameno k bodu otáčení	KOMBINACE		
					kombinační součinitel	stabilizující klopný moment - návrhová hodnota	destabilizující klopný moment - návrhová hodnota
(-)	(kN)	(-)	(kN)	(m)	(-)	(kNm)	(kNm)
Fg - stálé zatížení - NOK	2413.1	0.95	2292.5	3.253	1.000	7457.4	
Fq - zatížený vlak	5320.0	1.00	5320.0	3.217	0.800	13691.6	
Fs - boční ráz	100.0	1.30	130.0	1.289	0.800		134.1
Fo - odstředivá síla	695.0	1.30	903.6	3.089	0.800		2232.9
Fwg2 - příčný vítr na konstrukci	332.3	1.35	448.6	3.810	1.000		1709.3
Fwq - příčný vítr na vlak	438.6	1.35	592.1	3.249	1.000		1923.8
Fwz - svislá složka větru	306.6	1.35	413.9	5.020	1.000		2077.6
celkem						21148.9	8077.6
					21148.9>8077.6=>vyhovuje - využití na 38.2%		
POLE 2 - POSOUZENÍ STABILITY NOK JAKO CELKU - 4.Stav – prázdný most							
zatížení	působící síla - charakteristická hodnota	součinitel zatížení	působící síla - návrhová hodnota	rameno k bodu otáčení	KOMBINACE		
					kombinační součinitel	stabilizující klopný moment - návrhová hodnota	destabilizující klopný moment - návrhová hodnota
(-)	(kN)	(-)	(kN)	(m)	(-)	(kNm)	(kNm)
Fg - stálé zatížení - NOK	2413.1	0.95	2292.5	3.289	1.000	7539.9	
Fwg1 - příčný vítr na konstrukci	353.1	1.35	476.7	3.653	1.000		1741.3
Fwz - svislá složka větru	306.6	1.35	413.9	5.020	1.000		2077.6
celkem						7539.9	3818.9
					7539.9>3818.9=>vyhovuje - využití na 50.6%		

Z výše uvedené tabulky vyplývá, že konstrukce pole 2 vyhovuje na překlopení od větru pro konstrukci se stojícím i pohybujícím se nezatíženým i zatíženým vlakem a i samotná nezatížená konstrukce bez vlaku při působení větru.



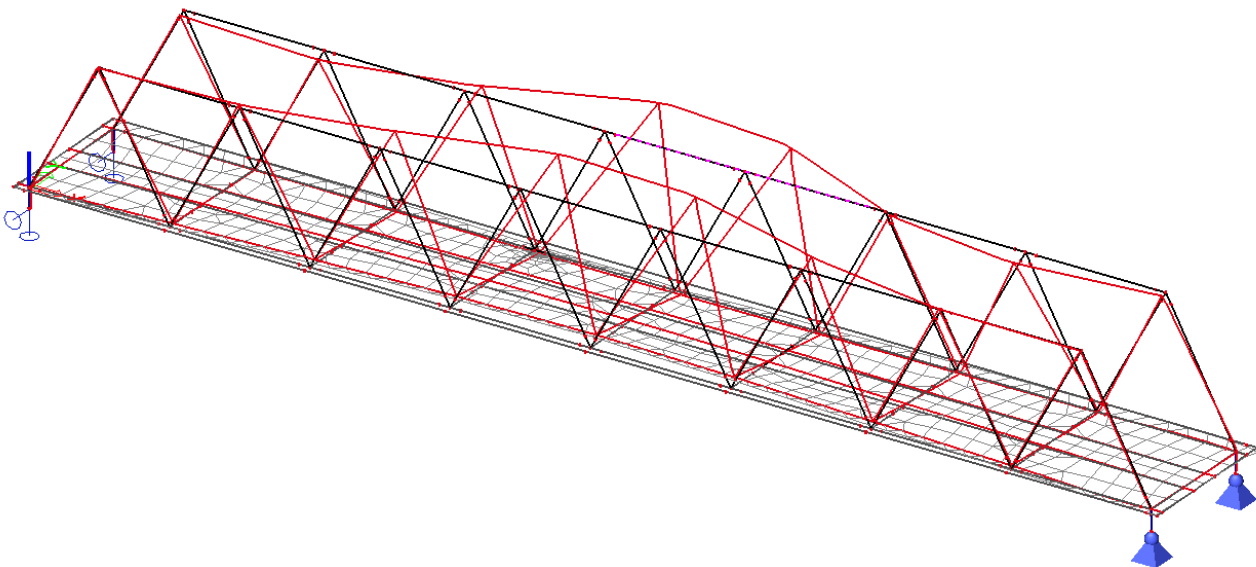
2.1.5.3 STABILITA PŘI VYKOLEJENÍ VLAKU

Vzhledem k typu konstrukce není stabilita při vykolejení vlaku posuzována - vlak vždy zůstane mezi nosníky.

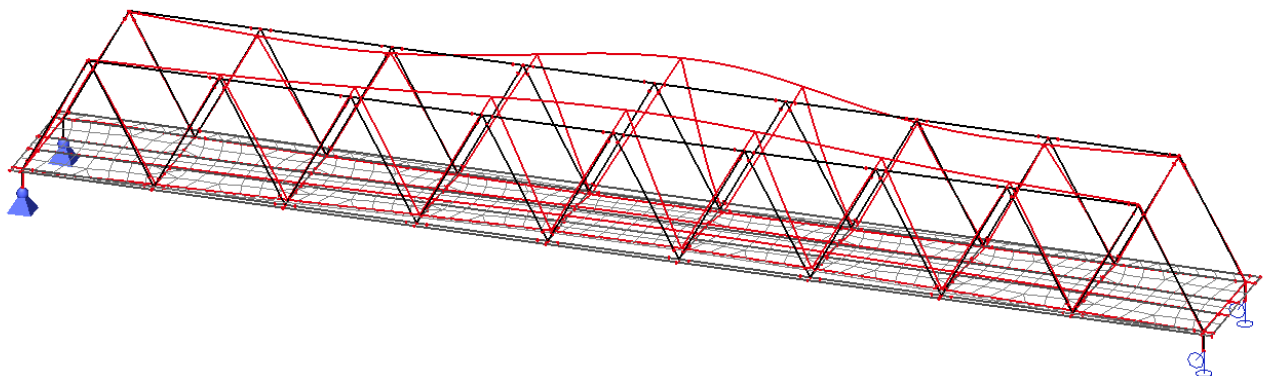
2.1.6 STABILITA TLAČENÝCH ČÁSTÍ KONSTRUKCE A II. ŘÁD

2.1.6.1 VÝPOČET KRITICKÝCH NÁSOBKŮ PRO TLAČENÝ HORNÍ PÁS

Pro výpočet stability konstrukce byla použita kombinace vlastní tíhy a zatížení vlakem vyvolávající maximální tlak ve středu rozpětí. Pro globální vybočení horního pasu pro pole 1 vyšla hodnota kritického násobku zatížení $\alpha_{cr}=7,42$, pro pole 2 vyšla hodnota kritického násobku zatížení $\alpha_{cr}=6,14$.



Pole 1 kritický tvar globálního vybočení



Pole 2 kritický tvar globálního vybočení

Dle ČSN EN 1993-1-1 čl. 5.2.1.(3) je při $\alpha_{cr} \geq 10$ možno konstrukci posoudit metodou I. řádu, neboť vliv deformací na vnitřní síly je zanedbatelný - není nutno počítat vliv II. řádu. Toto ovšem není splněno ani pro jedno pole, proto bude ověřeno chování konstrukce metodou II. řádu.

2.1.6.2 STABILITA TLAČENÉHO HORNÍHO PÁSU - VÝPOČET STABILITY POMOCÍ SCIA

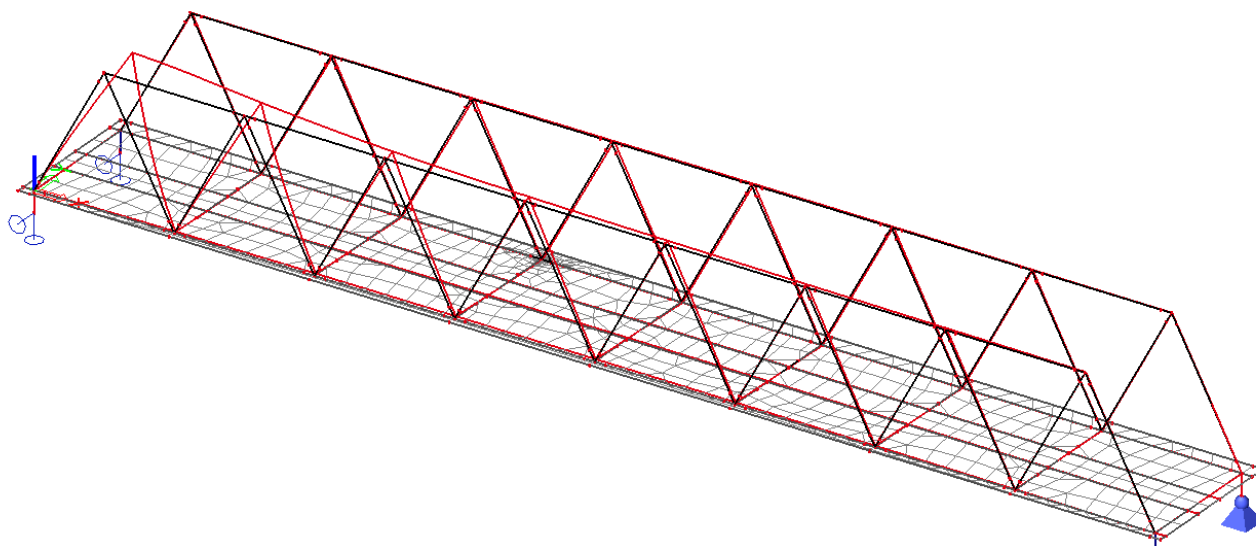
Pro výpočet kritických sil resp. vzpěrných délek byl použit výpočet pomocí softwaru SCIA a modulu stabilita na prostorovém modelu konstrukce.

Kritické násobky zatížení byly spočteny pro sestavu zatížení G+P, vyvolávající v daném prvku maximální tlakovou sílu. Pro vybočení v rovině nosníku horního pasu a pro vybočení diagonál v rovině i z roviny nosníku je navíc v konkrétním prvku zvýšena osová síla tak, aby došlo právě k vybočení tohoto prvku, jelikož nelze jinak nalézt konkrétní tvar vybočení.

U horního pasu z roviny je konzervativně uvažován 1. kritický násobek při němž dojde k vybočení horního pasu z roviny nosníku. Pro pruty horního pasu blíže k podporám a tedy i méně namáhané, tak vychází konzervativně menší kritická síla (tedy větší vzpěrná délka), neboť k vybočení dochází především ve střední části konstrukce u nejvíce namáhaných prutů.

Tabulka kritických sil a z nich stanovených vzpěrných délek (kN, mm⁴, mm) z roviny a v rovině nosníku pro pole 1:

	N	vybočení z roviny				N	vybočení v rovině			
		násobek	Ncr	I	Lcr		násobek	Ncr	I	Lcr
HP-01	2131	7.42	15812.0	977310000	11318.3	21987	4.84	106417.1	965760000	4337.0
HP-02	3698	7.42	27439.2	1940000000	12105.3	23506	5.81	136569.9	1347100000	4521.5
HP-03	4175	7.42	30978.5	1476100000	9937.7	24503	6.62	162209.9	1713900000	4679.7
HP-04	5090	7.42	37767.8	1580800000	9314.0	24908	7.12	177345.0	2032300000	4873.5
D-01	22036	1.35	29748.6	977310000	8251.7	22036	3.22	70955.9	965760000	5311.3
D-02	17513	1.36	23817.7	879730000	8749.5	17513	2.17	38003.2	303890000	4071.1
D-03	21160	1.54	32586.4	791470000	7095.1	21160	1.42	30047.2	213470000	3837.3
D-04	17926	1.61	28860.9	791470000	7539.1	17926	1.61	28860.9	213470000	3915.4
D-05	20496	1.46	29924.2	692530000	6925.8	20496	1.03	21110.9	143010000	3747.1
D-06	18385	1.51	27761.4	692530000	7190.5	18385	1.13	20775.1	143010000	3777.2
D-07	19839	1.44	28568.2	692530000	7088.2	19839	1.05	20831.0	143010000	3772.1
D-08	18977	1.45	27516.7	692530000	7222.4	18977	1.1	20874.7	143010000	3768.2

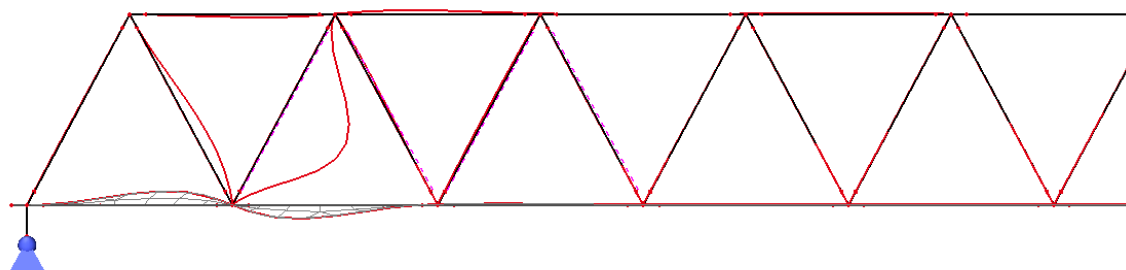


Příklad vybočení krajní diagonály z roviny nosníku pole 1 kcr=1,35



Tabulka kritických sil a z nich stanovených vzpěrných délek (kN, mm⁴, mm) z roviny a v rovině nosníku pro pole 2:

	N	vybočení z roviny				N	vybočení v rovině			
		násobek	Ncr	I	Lcr		násobek	Ncr	I	Lcr
HP-01	2327	6.14	14287.8	977310000	11906.8	22233	4.99	110942.7	965760000	4247.6
HP-02	4108	6.14	25223.1	1388200000	10680.4	24028	6.79	163150.1	1683500000	4624.6
HP-03	5359	6.14	32904.3	1685500000	10303.8	25287	8.23	208112.0	2363400000	4851.5
HP-04	6051	6.14	37153.1	1790100000	9993.1	25982	8.81	228901.4	2707400000	4951.2
D-01	22301	1.36	30329.4	977310000	8172.3	22301	3.68	82067.7	965760000	4938.6
D-02	17286	1.36	23509.0	879730000	8806.8	17286	2.2	38029.2	303890000	4069.7
D-03	21439	1.57	33659.2	791470000	6981.1	21439	1.41	30229.0	213470000	3825.7
D-04	17663	1.65	29144.0	791470000	7502.4	17663	1.67	29497.2	213470000	3872.9
D-05	20828	1.51	31450.3	791470000	7222.1	20828	1.44	29992.3	213470000	3840.8
D-06	18155	1.59	28866.5	791470000	7538.4	18155	1.62	29411.1	213470000	3878.6
D-07	20094	1.43	28734.4	692530000	7067.7	20094	1.06	21299.6	143010000	3730.4
D-08	18617	1.48	27553.2	692530000	7217.6	18617	1.12	20851.0	143010000	3770.3
D-09	19333	1.42	27452.9	692530000	7230.8	19333	1.08	20879.6	143010000	3767.7



Příklad vybočení diagonály D-03 v rovině nosníku pole 2 $\kappa_{cr}=1,41$

2.1.6.3 IMPERFEKCE PRO ANALÝZU II. ŘÁDU - POLE 1

Pro určení imperfekce pro horní tlačný pás hl. nosníku je použit postup dle ČSN EN 1993-1-1 čl. 5.3.2 (11).

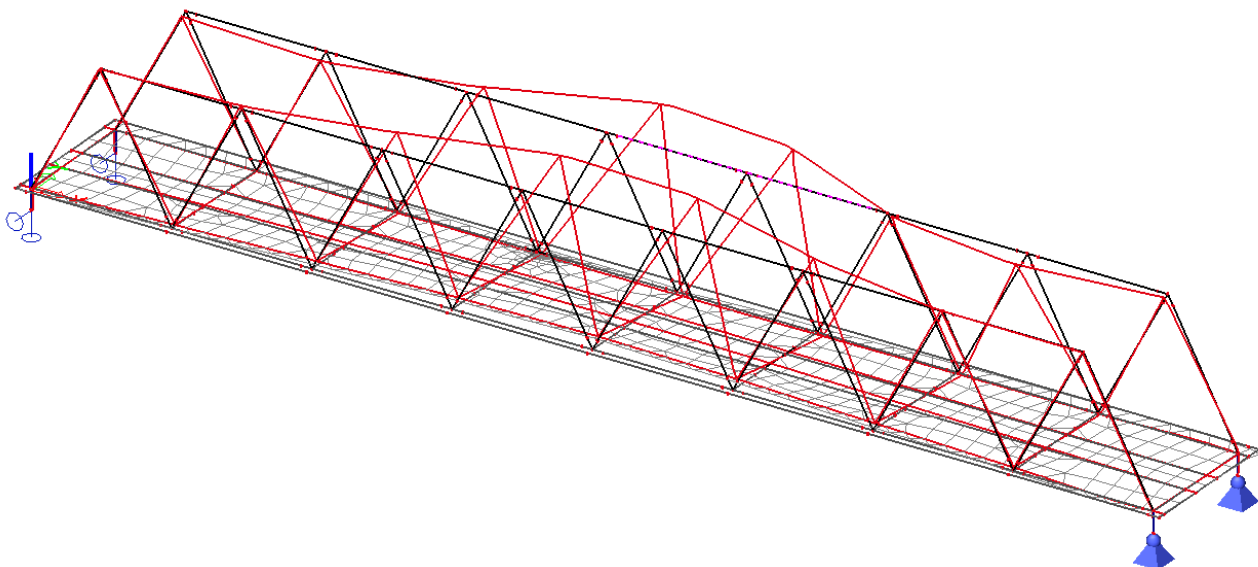
$$\eta_{\text{init}} = e_0 \frac{N_{\text{cr}}}{E I \eta_{\text{cr,max}}} \quad \eta_{\text{cr}} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{\text{Rk}}}{E I \eta_{\text{cr,max}}} \eta_{\text{cr}}$$

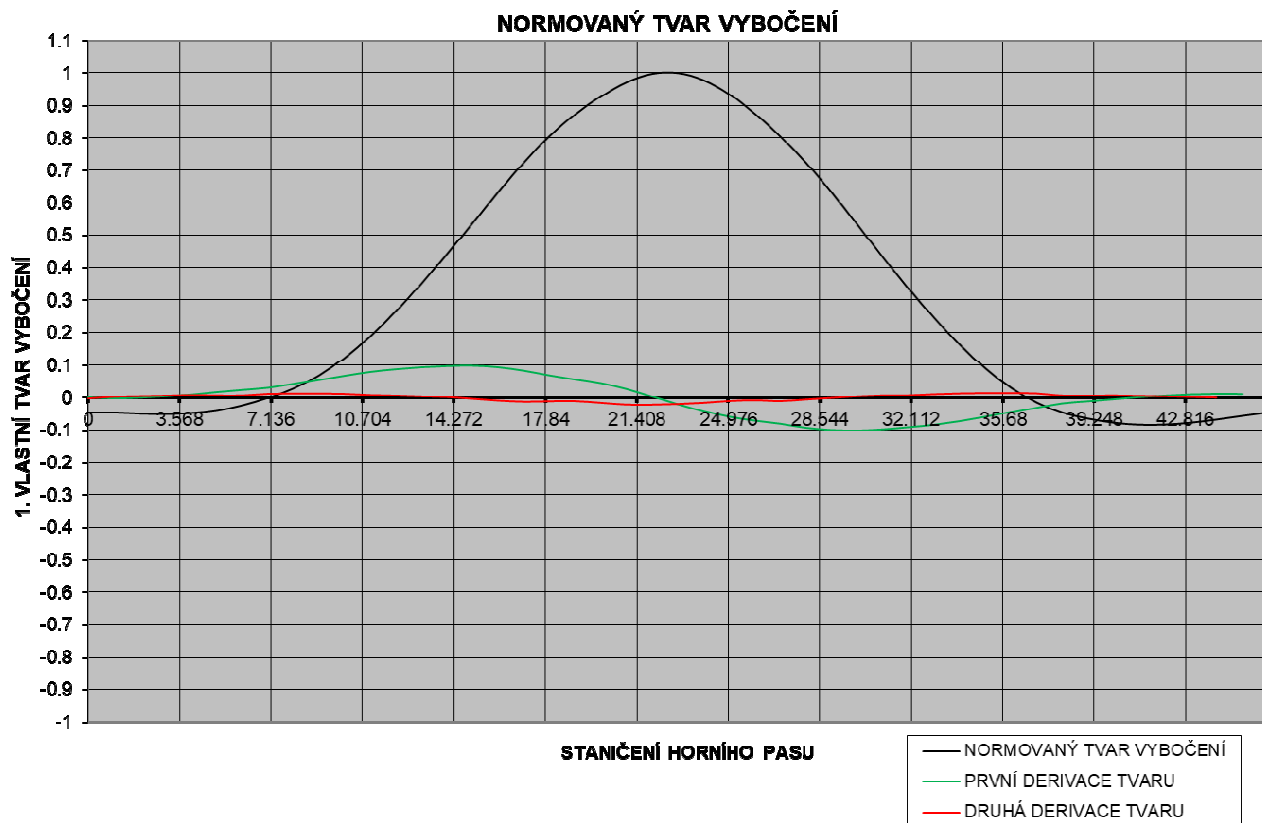
$$\text{kde } e_0 = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{\text{Rk}}}{N_{\text{Rk}}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \gamma_{\text{M1}} \quad \text{pro } \bar{\lambda} > 0,2$$

Pro určení N_{cr} byl vytvořen 3D model a modulem programu SCIA – stabilita spočten násobek zatížení pro určení kritického zatížení od kombinace G+P vyvolávající maximální tlak v horním pase uprostřed rozpětí. Dále byla vypočtena imperfekce soustavy a ta byla zadána do modelu. Pro tuto imperfekci byla konstrukce spočtena II. řádem.

Imperfekce soustavy

Vlastní stabilitní tvar pro vybočení horního pasu je zobrazen na obrázku .





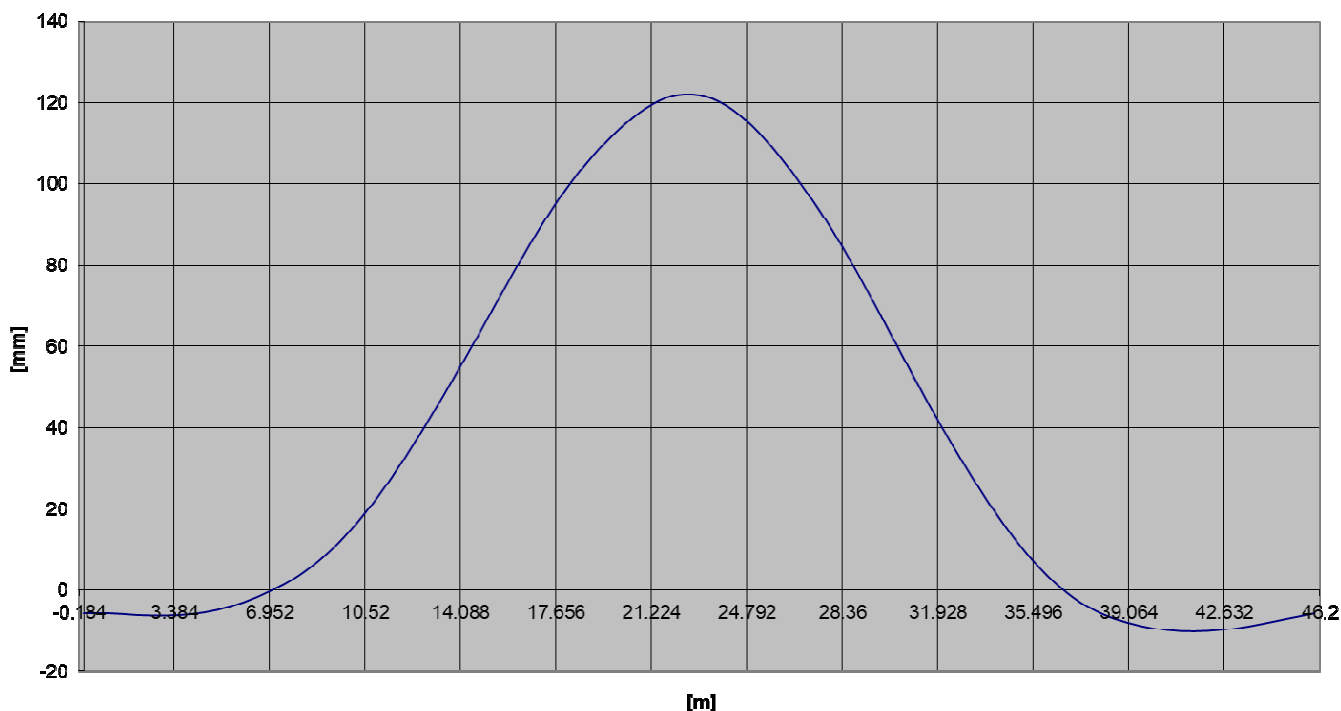
Pro stanovení amplitudy imperfekce a tedy výsledného imperfektního tvaru je nutné spočítat druhou derivaci tvaru vybočení po délce prutu. Hodnota druhé derivace v místě amplitudy tvaru vybočení je spočtena numerickou derivací. Z grafu je patrné, že hodnota hledané druhé derivace v místě amplitudy je zároveň cca v místě nulové první derivace (odchylka je způsobená aproximací soustavy hodnot pravidelným polygonem), což souvisí s extrémem základního tvaru vybočení.. Hodnota druhé derivace je v tomto místě rovna $\eta''_{cr,init}=0.021$.

STANOVENÍ IMPERFEKCE SOUSTAVY PRO VÝPOČET DRUHÉHO ŘÁDU DLE ČSN EN 1993-1-1 5.3.2(11)							
		HORNÍ PÁS					
POPIS	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HP-01	HP-02	HP-03	HP-04	
Plocha průřezu	A	mm ²	26600.0	34400.0	43000.0	48000.0	
Moment setrvačnosti k ose z	I _z	mm ⁴	977310000.0	1194000000.0	1476100000.0	1580800000.0	
Vzdálenost vláken (levé, pravé)	e _{pl}	mm	260.0	260.0	260.0	260.0	
Modul průřezu k ose z	W _{z,el}	mm ³	3758884.6	4592307.7	5677307.7	6080000.0	
Mez kluzu	f _y	MPa	235.0	235.0	235.0	235.0	
Prostá charakteristická únosnost v tlaku	N _{Rk}	kN	6251.0	8084.0	10105.0	11280.0	
Návrhové zatížení osovými silami	N _{Ed}	kN	2645.4	4435.7	5483.6	5794.6	
Prostá charakteristická únosnost v ohybu	M _{Rk}	kNm	883.3	1079.2	1334.2	1428.8	
Kritické zatížení osovými silami (Nexis-stabilita)	N _{cr}	kN	15812.0	27439.2	30978.5	37767.8	
poměr N _{Rk} /N _{Ed}	α _{ult,k}	-	2.363	1.822	1.843	1.947	
poměr N _{cr} /N _{Ed}	α _{cr}	-	5.977	6.186	5.649	6.518	
poměrná štíhlost konstrukce	λ	-	0.629	0.543	0.571	0.547	
součinitel dle křivky vzpěrnosti (křivka c)	α	-	0.490	0.490	0.490	0.490	
součinitel	φ	-	0.803	0.731	0.754	0.734	
součinitel vzpěrnosti	χ	-	0.768	0.819	0.802	0.817	
součinitel materiálu	γ _{M1}	-	1.170	1.170	1.170	1.170	
základní imperfekce	e _{0i}	mm	31.6	23.5	25.2	22.5	
druhá derivace tvaru v místě jeho amplitudy	η'' _{cr,max}	-	0.021	0.021	0.021	0.021	
amplituda zadané imperfekce	η _{init,i}	mm	115.8	122.2	120.1	122.0	
výsledná amplituda zadané imperfekce (maximum)	η _{init}	mm	122.2				



Imperfektní tvar konstrukce je tedy do modelu zadán s amplitudou 122,2 mm.

**ZADANÝ IMPERFEKTNÍ TVAR HORNÍHO PASU PRO ANALÝZU NOSNÉ KONSTRUKCE
AMPLITUDA IMPERFEKCE 122.2 mm**



Pro srovnání ještě vypočtena imperfekce dle tabulky 5.1 dle ČSN EN 1993-1-1, kde pro křivku c je pro pružnostní analýzu uvažována imperfekce 1/200 tedy pro délku největší vlny vlastního tvaru $L_{v1}=30,0$ m je $e_0=30000/200=150,0$ mm. Tedy výpočet dle postupu pro společnou globální a lokální imperfekci dává o něco příznivější hodnoty.

2.1.6.4 IMPERFEKCE PRO ANALÝZU II. ŘÁDU - POLE 2

Pro určení imperfekce pro horní tlačný pás hl. nosníku je použit postup dle ČSN EN 1993-1-1 čl. 5.3.2 (11).

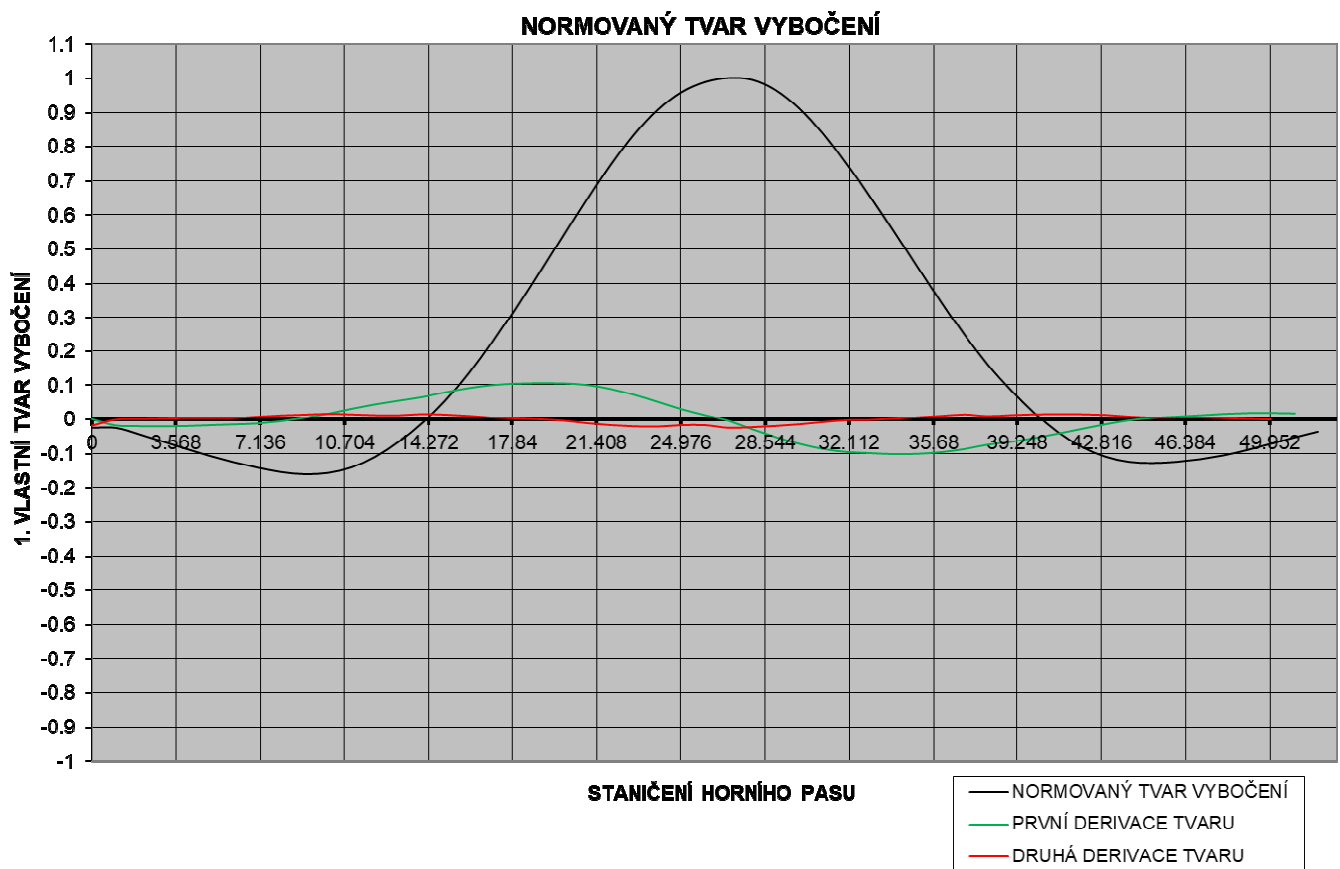
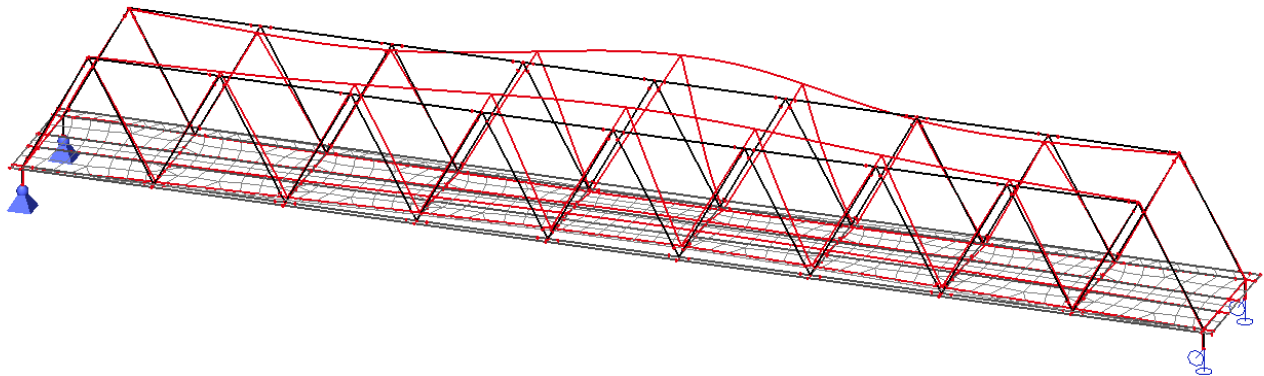
$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{E I \eta_{cr,max}} \quad \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{E I \eta_{cr,max}} \eta_{cr}$$

$$\text{kde } e_0 = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \quad \text{pro } \bar{\lambda} > 0,2$$

Pro určení N_{cr} byl vytvořen 3D model a modulem programu SCIA – stabilita spočten násobek zatížení pro určení kritického zatížení od kombinace G+P vyvolávající maximální tlak v horním pase uprostřed rozpětí. Dále byla vypočtena imperfekce soustavy a ta byla zadána do modelu. Pro tuto imperfekci byla konstrukce spočtena II. řádem.

Imperfekce soustavy

Vlastní stabilní tvar pro vybočení horního pasu je zobrazen na obrázku .

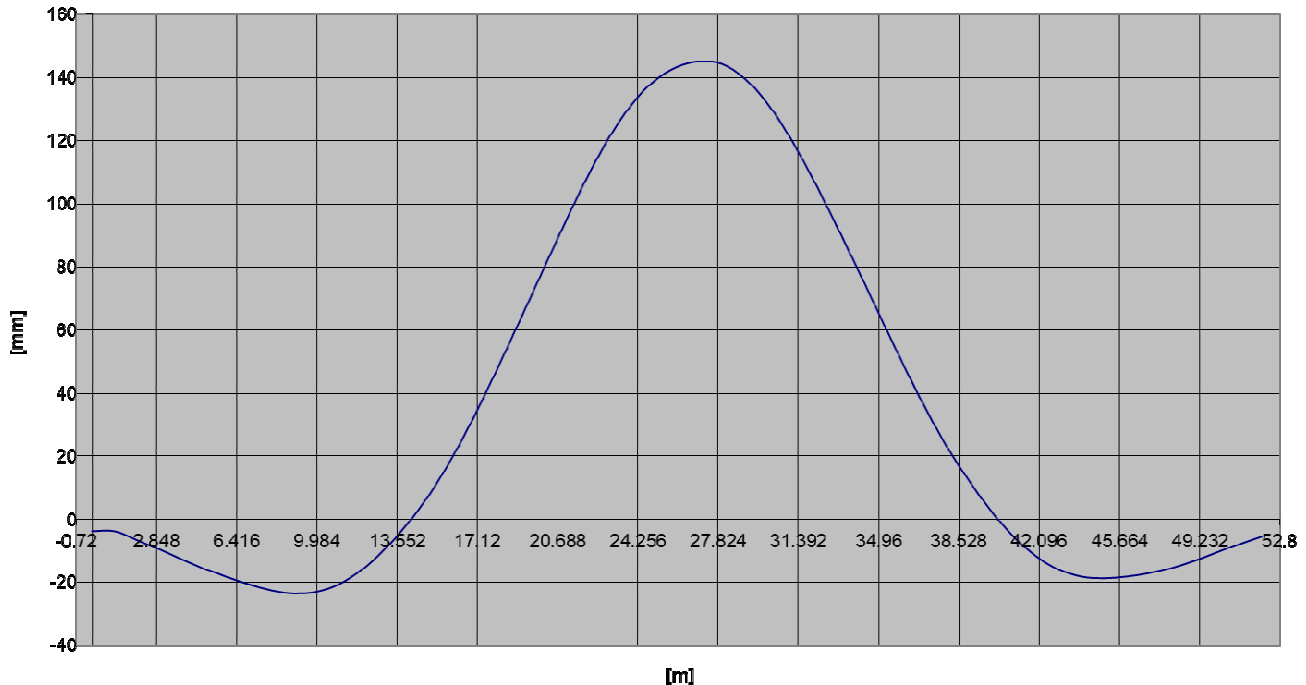


Pro stanovení amplitudy imperfekce a tedy výsledného imperfektního tvaru je nutné spočítat druhou derivaci tvaru vybočení po délce prutu. Hodnota druhé derivace v místě amplitudy tvaru vybočení je spočtena numerickou derivací. Z grafu je patrné, že hodnota hledané druhé derivace v místě amplitudy je zároveň cca v místě nulové první derivace (odchylka je způsobená aproximací soustavy hodnot pravidelným polygonem), což souvisí s extrémem základního tvaru vybočení.. Hodnota druhé derivace je v tomto místě rovna $\eta''_{cr,init}=0.017$.

STANOVENÍ IMPERFEKCE SOUSTAVY PRO VÝPOČET DRUHÉHO ŘÁDU DLE ČSN EN 1993-1-1 5.3.2(11)							
POPIS	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HORNÍ PAS				
			HP-01	HP-02	HP-03	HP-04	
Plocha průřezu	A	mm ²	26600.0	41200.0	53000.0	58000.0	
Moment setrvačnosti k ose z	I _z	mm ⁴	977310000.0	1388200000.0	1685500000.0	1790100000.0	
Vzdálenost vláken (levé, pravé)	e _{pl}	mm	260.0	260.0	260.0	260.0	
Modul průřezu k ose z	W _{z,el}	mm ³	3758884.6	5339230.8	6482692.3	6885000.0	
Mez kluzu	f _y	MPa	235.0	235.0	235.0	235.0	
Prostá charakteristická únosnost v tlaku	N _{Rk}	kN	6251.0	9682.0	12455.0	13630.0	
Návrhové zatížení osovými silami	N _{Ed}	kN	2922.7	5021.4	6430.8	7123.8	
Prostá charakteristická únosnost v ohybu	M _{Rk}	kNm	883.3	1254.7	1523.4	1618.0	
Kritické zatížení osovými silami (Nexis-stabilita)	N _{cr}	kN	14287.8	25223.1	32904.3	37153.1	
poměr N _{Rk} /N _{Ed}	α _{ult,k}	-	2.139	1.928	1.937	1.913	
poměr N _{cr} /N _{Ed}	α _{cr}	-	4.889	5.023	5.117	5.215	
poměrná štíhlost konstrukce	λ	-	0.661	0.620	0.615	0.606	
součinitel dle křivky vzpěrnosti (křivka c)	α	-	0.490	0.490	0.490	0.490	
součinitel	φ	-	0.832	0.795	0.791	0.783	
součinitel vzpěrnosti	χ	-	0.748	0.774	0.776	0.782	
součinitel materiálu	γ _{M1}	-	1.170	1.170	1.170	1.170	
základní imperfekce	e _{0i}	mm	34.2	28.3	26.4	25.0	
druhá derivace tvaru v místě jeho amplitudy	η ^{''} _{cr,max}	-	0.017	0.017	0.017	0.017	
amplituda zadané imperfekce	η _{init,i}	mm	140.1	143.9	144.3	145.2	
výsledná amplituda zadané imperfekce (maximum)	η _{init}	mm	145.2				

Imperfektní tvar konstrukce je tedy do modelu zadán s amplitudou 145,2 mm.

ZADANÝ IMPERFEKTNÍ TVAR HORNÍHO PASU PRO ANALÝZU NOSNÉ KONSTRUKCE AMPLITUDA IMPERFEKCE 145.2 mm



Pro srovnání ještě vypočtena imperfekce dle tabulky 5.1 dle ČSN EN 1993-1-1, kde pro křivku c je pro pružnostní analýzu uvažována imperfekce 1/200 tedy pro délku největší vlny vlastního tvaru $L_{v1}=27,000$ m je $e_0=27000/200=135$ mm. Tedy výpočet dle postupu pro společnou globální a lokální imperfekcí dává méně příznivější hodnoty.



2.1.6.5 IMPERFEKCE PRO ANALÝZU VÝZTUŽNÝCH SYSTÉMŮ - POLE 1

Pro vliv imperfekcí horního pasu a pro posouzení výztužného systému horního pasu na lokální síly bude zavedeno jednak náhradní stabilizující zatížení dle ČSN EN 1993-1-1 čl. 5.3.3.(2) a dále místní síly dle odstavce (4) stejného článku.

ZS 71a -Rovnoměrné zatížení

Maximální návrhová tlaková síla v horním pasu je 5794,6 kN. Konzervativně je uvažována shodná síla i v druhém pasu a konstantní po celé délce.

Excentricita $e_0 = 1.0 \cdot 46200 / 500 = 92,4$ mm

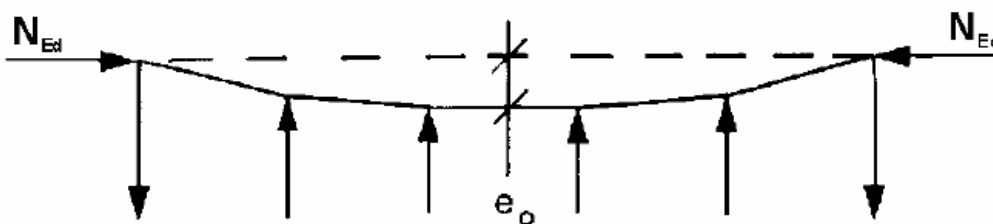
$\alpha_m = (0,5 \cdot (1 + 1/1))^{0,5} = 1,0$

$$e_0 = \alpha_m L / 500$$

kde L je rozpětí výztužného systému;

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m počet vyztužovaných prutů.



Vzhledem k nezávislosti horních pasů v tomto poli je počet vyztužovaných prvků uvažován $m=1$
Vodorovný průhyb od ostatních zatížení je v charakteristické hodnotě:

POLE 1				
ZATĚŽOVACÍ STAV	VODOROVNÝ PRŮHYB	SOUČINITEL ZATÍŽENÍ	SOUČINITEL KOMBINACE	CELKEM
-	(mm)	-	-	(mm)
ZS11	1.2	1.30	0.95	1.5
ZS12	0.3	1.30	0.95	0.4
ZS13	0	1.30	0.95	0.0
ZS21a	7.9	1.30	0.80	8.2
ZS22	0.4	1.30	0.80	0.4
ZS23	4.2	1.30	0.80	4.4
ZS24	0	1.30	0.80	0.0
ZS31	0	1.50	0.80	0.0
ZS42	35	1.35	1.00	47.3
ZS43	1.7	1.35	0.00	0.0
ZS44	4.4	1.35	0.60	3.6
CELKEM				65.7



Dále je nutné provést iterativní výpočet, neboť zatížení závisí na průhybu jím vyvolaném.

POLE 1						
ITERACE	OSO VÁ SÍLA	PRŮHYB e_0	PRŮHYB OD OSTANÍCH ZATÍŽENÍ	DÉLKA PRVKU	PRŮHYB OD PŘÍČNÉHO ZATÍŽENÍ	NÁHRADNÍ ZATÍŽENÍ
-	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/m)
0	5794.6	92.4	65.7	46200	0	3.434
1	5794.6	92.4	65.7	46200	21.7	3.905
2	5794.6	92.4	65.7	46200	24.7	3.970
3	5794.6	92.4	65.7	46200	24.7	3.970

Model je tedy zatížen zatížením $q_d=3,970$ kN/m rovnoměrně po délce obou horních pasů a to jak v souhlasném tak nesouhlasném směru.

ZS 71b - Místní síly

V místě styků horního pasu je konstrukce zatížena silami $\alpha_m N_{Ed}/100$. Styky horního pasu jsou v místě přípoje diagonál hl. nosníku. Má se ověřit, zda je výztužný systém schopen přenést tuto příčnou sílu do ostatních částí konstrukce. Tato síla je uvažována vždy v místě styku nosníku na obou horních pasech oběma směry y.

POLE 1		
HORNÍ PÁS	TLAKOVÁ SÍLA V HORNÍM PASE	PŘÍČNÁ SÍLA
(-)	(kN)	(kN)
O1	2645.4	26.5
O2	4435.7	44.4
O3	5483.6	54.8
O4	5794.6	57.9

2.1.6.6 IMPERFEKCE PRO ANALÝZU VÝZTUŽNÝCH SYSTÉMŮ - POLE 2

ZS 71a - Rovnoměrné zatížení

Maximální návrhová tlaková síla v horním pasu je 7123,8 kN. Konzervativně je uvažována shodná síla i v druhém pasu a konstantní po celé délce.

Excentricita $e_0=1.0 \cdot 52800/500=105.6$ mm

$\alpha_m=(0,5 \cdot (1+1/1))^0,5=1,0$

Vzhledem k nezávislosti horních pasů v tomto poli je počet vyztužovaných prvků uvažován $m=1$

Vodorovný průhyb od ostatních zatížení je v charakteristické hodnotě:



POLE 2				
ZATĚŽOVACÍ STAV	VODOROVNÝ PRŮHYB	SOUČINITEL ZATÍŽENÍ	SOUČINITEL KOMBINACE	CELKEM
-	(mm)	-	-	(mm)
ZS11	1.6	1.30	0.95	2.0
ZS12	0.3	1.30	0.95	0.4
ZS13	0	1.30	0.95	0.0
ZS21a	8.2	1.30	0.80	8.5
ZS22	0.5	1.30	0.80	0.5
ZS23	5.6	1.30	0.80	5.8
ZS24	0	1.30	0.80	0.0
ZS31	0	1.50	0.80	0.0
ZS42	50.6	1.35	1.00	68.3
ZS43	1.7	1.35	0.00	0.0
ZS44	5.6	1.35	0.60	4.5
CELKEM				90.1

Dále je nutné provést iterativní výpočet, neboť zatížení závisí na průhybu jím vyvolaném.

POLE 2						
ITERACE	OSO VÁ SÍLA	PRŮHYB e0	PRŮHYB OD OSTATNÍCH ZATÍŽENÍ	DÉLKA PRVKU	PRŮHYB OD PŘÍČNÉHO ZATÍŽENÍ	NÁHRADNÍ ZATÍŽENÍ
-	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/m)
0	7123.8	105.6	90.1	52800	0	4.001
1	7123.8	105.6	90.1	52800	30.8	4.630
2	7123.8	105.6	90.1	52800	35.64741952	4.729
3	7123.8	105.6	90.1	52800	36.41032458	4.745
4	7123.8	105.6	90.1	52800	36.53039345	4.747
5	7123.8	105.6	90.1	52800	36.54929033	4.748
6	7123.8	105.6	90.1	52800	36.5522644	4.748

Model je tedy zatížen zatížením $q_d=4,748$ kN/m rovnoměrně po délce obou horních pasů a to jak v souhlasném tak nesouhlasném směru.

ZS 71b - Místní síly

V místě styků horního pasu je konstrukce zatížena silami $\alpha_m N_{Ed}/100$. Styky horního pasu jsou v místě přípoje diagonál hl. nosníku. Má se ověřit, zda je výztužný systém schopen přenést tuto příčnou sílu do ostatních částí konstrukce. Tato síla je uvažována samostatně vždy v místě styku nosníku na obou horních pasech oběma směry y.

POLE 2		
HORNÍ PÁS	TLAKOVÁ SÍLA V HORNÍM PASE	PŘÍČNÁ SÍLA
(-)	(kN)	(kN)
O1	2922.7	29.2
O2	5021.4	50.2
O3	6430.8	64.3
O4	7123.8	71.2



2.1.6.7 II. ŘÁD - POLE 1

Pro imperfektní tvar je spočten I. a II. řádem průběh vnitřních sil pro kombinaci zatížení, vyvolávající v horním pase maximální tlak. Výsledky výpočtu jsou uvedeny v tabulce.

POROVNÁNÍ VÝPOČTU I. A II. ŘÁDU - GLOBÁLNÍ IMPERFEKCE - HORNÍ PAS - SVISLÝ OHYBOVÝ MOMENT									
TYP VÝPOČTU	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HORNÍ PAS						
			HP-01z	HP-01k	HP-02z	HP-02k	HP-03z	HP-03k	HP-04z
hodnota ohybového momentu horního pasu I. řád + imperfekce	M_I	(kNm)	-39.0	20.0	24.0	10.0	18.0	36.0	37.0
hodnota ohybového momentu horního pasu II. řád + imperfekce	M_{II}	(kNm)	-39.9	20.4	23.5	8.7	15.4	34.7	35.4
poměr M_{II}/M_I	P	(-)	1.023	1.022	0.980	0.866	0.856	0.963	0.958
POROVNÁNÍ VÝPOČTU I. A II. ŘÁDU - GLOBÁLNÍ IMPERFEKCE - HORNÍ PAS - VODOROVNÝ OHYBOVÝ MOMENT									
TYP VÝPOČTU	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HORNÍ PAS						
			HP-01z	HP-01k	HP-02z	HP-02k	HP-03z	HP-03k	HP-04z
hodnota ohybového momentu horního pasu I. řád + imperfekce	M_I	(kNm)	-1.0	10.4	3.1	6.7	3.6	12.9	16.0
hodnota ohybového momentu horního pasu II. řád + imperfekce	M_{II}	(kNm)	-1.9	11.1	2.5	7.1	2.6	13.7	17.6
poměr M_{II}/M_I	P	(-)	1.900	1.069	0.800	1.067	0.710	1.065	1.095
POROVNÁNÍ KOEFICIENTŮ k_{yy}									
TYP VÝPOČTU	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HORNÍ PAS						
			HP-01z	HP-01k	HP-02z	HP-02k	HP-03z	HP-03k	HP-04z
hodnota koeficientu dle normy	k_{yyI}	(kNm)	1.056	1.056	1.075	1.075	1.070	1.070	1.077
hodnota koeficientu z výpočtu II. řádu	k_{yyII}	(kNm)	1.023	1.022	0.980	0.866	0.856	0.963	0.958
poměr k_{II}/k_I	P	(%)	96.931	96.805	91.115	80.550	79.972	89.968	88.923
POROVNÁNÍ KOEFICIENTŮ k_{yz}									
TYP VÝPOČTU	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HORNÍ PAS						
			HP-01z	HP-01k	HP-02z	HP-02k	HP-03z	HP-03k	HP-04z
hodnota koeficientu dle normy	k_{yzI}	(kNm)	1.184	1.184	1.200	1.200	1.194	1.194	1.199
hodnota koeficientu z výpočtu II. řádu	k_{yzII}	(kNm)	1.900	1.069	0.800	1.067	0.710	1.065	1.095
poměr k_{II}/k_I	P	(%)	160.452	90.295	66.658	88.944	59.454	89.215	91.340

Z výsledků výpočtu II. řádu a jeho porovnání s metodou výpočtu koeficientů k_{yy} a k_{yz} dle normy je patrné, že postup dle normy (dle ČSN EN 1993-1-1 příloha B) dává hodnoty součinitelů vyšší (vyjma prvního bodu s minimálním ohybovým momentem). V dalším výpočtu jsou konzervativně uvažovány koeficienty k_{yy} a k_{yz} dle postupu normy (příloha B).

2.1.6.8 II. ŘÁD - POLE 2

Pro imperfektní tvar je spočten I. a II. řádem průběh vnitřních sil pro kombinaci zatížení, vyvolávající v horním pase maximální tlak. Výsledky výpočtu jsou uvedeny v tabulce.



POROVNÁNÍ VÝPOČTU I. A II. ŘÁDU - GLOBÁLNÍ IMPERFEKCE - HORNÍ PÁS - SVISLÝ OHYBOVÝ MOMENT										
TYP VÝPOČTU	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HORNÍ PÁS							
			HP-01z	HP-01k	HP-02z	HP-02k	HP-03z	HP-03k	HP-04z	HP-04k
hodnota ohybového momentu horního pasu I. řád + imperfekce	M_I	(kNm)	-57.9	37.2	23.8	41.9	33.0	25.1	25.8	165.3
hodnota ohybového momentu horního pasu II. řád + imperfekce	M_{II}	(kNm)	-59.1	37.6	22.3	41.3	30.6	22.4	23.0	165.2
poměr M_{II}/M_I	P	(-)	1.021	1.009	0.937	0.984	0.926	0.891	0.892	0.999
POROVNÁNÍ VÝPOČTU I. A II. ŘÁDU - GLOBÁLNÍ IMPERFEKCE - HORNÍ PÁS - VODOROVNÝ OHYBOVÝ MOMENT										
TYP VÝPOČTU	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HORNÍ PÁS							
			HP-01z	HP-01k	HP-02z	HP-02k	HP-03z	HP-03k	HP-04z	HP-04k
hodnota ohybového momentu horního pasu I. řád + imperfekce	M_I	(kNm)	1.0	7.9	2.7	1.7	-1.4	5.2	8.2	14.1
hodnota ohybového momentu horního pasu II. řád + imperfekce	M_{II}	(kNm)	0.2	9.2	2.4	1.9	-1.6	5.8	8.2	15.8
poměr M_{II}/M_I	P	(-)	0.206	1.154	0.887	1.100	1.136	1.124	1.005	1.115
POROVNÁNÍ KOEFICIENTŮ k_{yy}										
TYP VÝPOČTU	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HORNÍ PÁS							
			HP-01z	HP-01k	HP-02z	HP-02k	HP-03z	HP-03k	HP-04z	HP-04k
hodnota koeficientu dle normy	k_{yyI}	(kNm)	1.059	1.059	1.070	1.070	1.071	1.071	1.073	1.073
hodnota koeficientu z výpočtu II. řádu	k_{yyII}	(kNm)	1.021	1.009	0.937	0.984	0.926	0.891	0.892	0.999
poměr k_{II}/k_I	P	(%)	96.362	95.276	87.592	92.029	86.484	83.221	83.136	93.106
POROVNÁNÍ KOEFICIENTŮ k_{yz}										
TYP VÝPOČTU	OZNAČENÍ	JEDNOTKY	HORNÍ PÁS							
			HP-01z	HP-01k	HP-02z	HP-02k	HP-03z	HP-03k	HP-04z	HP-04k
hodnota koeficientu dle normy	k_{yzI}	(kNm)	1.217	1.217	1.224	1.224	1.225	1.225	1.227	1.227
hodnota koeficientu z výpočtu II. řádu	k_{yzII}	(kNm)	0.206	1.154	0.887	1.100	1.136	1.124	1.005	1.115
poměr k_{II}/k_I	P	(%)	16.940	94.783	72.442	89.852	92.707	91.714	81.903	90.841

Z výsledků výpočtu II. řádu a jeho porovnání s metodou výpočtu koeficientů k_{yy} a k_{yz} dle normy je patrné, že postup dle normy (dle ČSN EN 1993-1-1 příloha B) dává hodnoty součinitelů vyšší. V dalším výpočtu jsou konzervativně uvažovány koeficienty k_{yy} a k_{yz} dle postupu normy (příloha B).

2.1.7 LOKÁLNÍ STABILITA TLAČENÉHO A OHÝBANÉHO PRUTU

Prvky jsou posouzeny se součiniteli vzpěru a klopení dle ČSN EN 1993-1-1. Použité součinitele jsou patrné přímo v tabulkách posudku.



2.1.8 LOKÁLNÍ NAMÁHÁNÍ PODÉLNÍKU

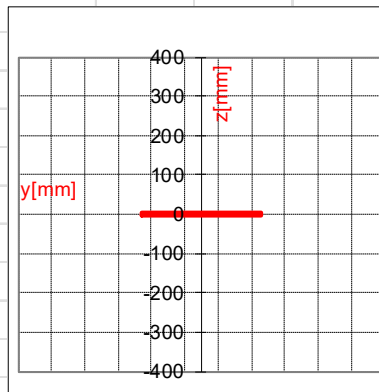
2.1.8.1 LOKÁLNÍ NAMÁHÁNÍ PODÉLNÍKU – POLE 1

SÍLA NA JEDNU PODKLADNICI PRO POLE 1		
Síla od UIC 71		
síla na nápravu	250.000	kN
síla na jedno kolo (poměr 1.25:1)	138.889	kN
roznos na podkladnice 0.5+2*0.25	69.444	kN
dynamický součinitel ϕ_3	2.00	-
součinitel α	1.00	-
součinitel zatížení γ_f	1.30	-
Výpočtová síla od UIC	180.556	kN
součinitel kombinace ψ_0	1.000	-
Síla od větru		
tlak větru na vlak	1.814	kN/m ²
výška plochy	4.000	m
výška temene nad plechem mostovky	0.280	m
šířka na jednu nápravu	1.600	m
vzdálenost podélníků	1.520	m
moment od větru	26.470	kNm
Síla na jeden podélník	17.414	kN
roznos na podkladnice 0.5+2*0.25	8.707	kN
součinitel zatížení γ_f	1.350	-
Výpočtová síla od větru	11.755	kN
součinitel kombinace ψ_0	0.750	-
Síla od bočního rázu		
síla na nápravu	100.000	kN
roznos na podkladnice 0.5+2*0.25	50.000	kN
výška temene nad pásnicí podélníku	0.280	m
vzdálenost podélníků	1.520	m
moment od bočního rázu	14.000	kNm
Síla na jeden podélník	9.211	kN
součinitel zatížení γ_f	1.300	-
součinitel α	1.000	-
Výpočtová síla od bočního rázu	11.974	kN
součinitel kombinace ψ_0	1.000	-
Odstředivá síla (pro 120 km/h)		
násobek svislého zatížení	0.151	-
odstředivá síla	37.750	kN
výška působistě odst. síly nad temenem	1.800	m
výška temene nad pásnicí podélníku	0.280	m
moment od odstředivé síly	78.520	kNm
vzdálenost podélníků	1.520	m
Síla na jeden podélník	51.658	kN
roznos na podkladnice 0.5+2*0.25	25.829	kN
součinitel zatížení γ_f	1.300	-
součinitel α	1.000	-
Výpočtová síla od odstředivé síly	33.578	kN
součinitel kombinace ψ_0	1.000	-
Celková síla na jednu podkladnici		
F_{ed}	234.923	kN



POLE 1 - NEVYZTUŽENÁ STĚNA POD PODKLADNICÍ - NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST V LOK. BOULENÍ - PODÉLNÍK VÝŠKY 900 mm

č.prvku	b	h	y ₀	z ₀
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	361.0	10.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0
y_t =	0.0 [mm]		0.000 [m]	
z_t =	0.0 [mm]		0.000 [m]	
A_x =	3.61E+03 [mm²]		3.610E-03 [m²]	
I_{yt} =	3.01E+04 [mm⁴]		3.008E-08 [m⁴]	



typ	a -	typ zatížení a,b nebo c dle obr. 4.7 ČSN P ENV 1993-1-5
f _{yw} =	235 MPa	mez kluzu stěny
γ _{M1} =	1.17 -	součinitel materiálu
a=	6200.0 mm	vzdálenost příčných výztuh
s _s =	210.0 mm	roznášecí délka zatížení na pásnici, plyne z rozměrů podkladnice
c =	0.0 mm	vzdálenost od okraje pro typ c
t _w =	14.0 mm	tloušťka stěny na konci životnosti mostu
h _w =	900.0 mm	světla výška stěny mezi pásnicemi
t _f =	14.0 mm	tloušťka pásnice na konci životnosti mostu
b _f =	0.0 mm	šířka pásnice - bezpečně neuvažována
f _{yf} =	235.0 MPa	mez kluzu pásnice
m ₁ =	0.0 -	pomocný součinitel
m ₂ =	82.7 -	pomocný součinitel
k _F =	6.042 -	součinitel k _F dle obr. 4.7 ČSN P ENV 1993-1-5
l _{y,1} =	492.6 mm	efektivní zatěžovací délka, pomocná hodnota - typ a,b
l _e =	210.0 mm	efektivní zatěžovací délka, pomocná hodnota (má být menší než s _s + c)
l _{y,2} =	455.6 mm	efektivní zatěžovací délka, pomocná hodnota - typ c
l _{y,3} =	337.3 mm	efektivní zatěžovací délka, pomocná hodnota - typ c
l_y =	492.6 mm	efektivní zatěžovací délka, výsledná hodnota pro daný typ zatížení
F _{cr} =	3 481.7 kN	kritická síla
λ _F =	0.682 -	štíhlost (pokud je > 0.5, pak m ₂ není 0)
χ _F =	0.733 -	součinitel vzpěru
L_{eff} =	361.0 mm	výsledná efektivní délka pro únosnost
A _{st} =	3.610E+03 mm ²	efektivní plocha podporové výztuhy
N_{c,Rd} =	725.070 kN	únosnost stěny v lokálním boulení
R_{z,max} =	234.923 kN	maximální síla na jednu podkladnici
R_{z,max}	< N_{c,Rd}	vyhovuje 32.4%

η₂= 0.32

Vzhledem k tomu, že posouzení interakce $\eta_2 + 0.8 \cdot \eta_1 < 1.4$ při η₁=1 pro η₂<0.6 není nutno posuzovat interakci v místě tlacené pásnice. V místě tažené pásnice je podkladnice podepřena i stěnou příčniku a vzhledem k velikosti namáhání jistě vyhoví.



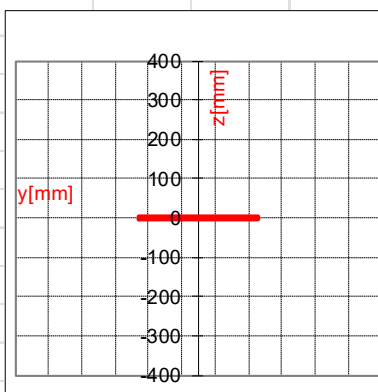
2.1.8.2 LOKÁLNÍ NAMÁHÁNÍ PODÉLNÍKU – POLE 2

SÍLA NA JEDNU PODKLADNICI PRO POLE 2		
Síla od UIC 71		
síla na nápravu	250.000	kN
síla na jedno kolo (poměr 1.25:1)	138.889	kN
roznos na podkladnice 0.5+2*0.25	69.444	kN
dynamický součinitel Φ_3	2.00	-
součinitel α	1.00	-
součinitel zatížení γ_f	1.30	-
Výpočtová síla od UIC	180.556	kN
součinitel kombinace ψ_0	1.000	-
Síla od větru		
tlak větru na vlak	1.815	kN/m ²
výška plochy	4.000	m
výška temene nad plechem mostovky	0.280	m
šířka na jednu nápravu	1.600	m
vzdálenost podélníků	1.520	m
moment od větru	26.484	kNm
Síla na jeden podélník	17.424	kN
roznos na podkladnice 0.5+2*0.25	8.712	kN
součinitel zatížení γ_f	1.350	-
Výpočtová síla od větru	11.761	kN
součinitel kombinace ψ_0	0.750	-
Síla od bočního rázu		
síla na nápravu	100.000	kN
roznos na podkladnice 0.5+2*0.25	50.000	kN
výška temene nad pásnicí podélníku	0.280	m
vzdálenost podélníků	1.520	m
moment od bočního rázu	14.000	kNm
Síla na jeden podélník	9.211	kN
součinitel zatížení γ_f	1.300	-
součinitel α	1.000	-
Výpočtová síla od bočního rázu	11.974	kN
součinitel kombinace ψ_0	1.000	-
Odstředivá síla (pro 120 km/h)		
násobek svislého zatížení	0.283	-
odstředivá síla	70.750	kN
výška působíště odst. síly nad temenem	1.800	m
výška temene nad pásnicí podélníku	0.280	m
moment od odstředivé síly	147.160	kNm
vzdálenost podélníků	1.520	m
Síla na jeden podélník	96.816	kN
roznos na podkladnice 0.5+2*0.25	48.408	kN
součinitel zatížení γ_f	1.300	-
součinitel α	1.000	-
Výpočtová síla od odstředivé síly	62.930	kN
součinitel kombinace ψ_0	1.000	-
Celková síla na jednu podkladnici		
F_{ed}	264.280	kN



POLE 2 - NEVYZTUŽENÁ STĚNA POD PODKLADNICÍ - NÁVRHOVÁ ÚNOSNOST V LOK. BOULENÍ - PODÉLNÍK VÝŠKY 900 mm

č.prvku	b [mm]	h [mm]	y ₀ [mm]	z ₀ [mm]
1	361.0	10.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0
y _t =	0.0 [mm]		0.000 [m]	
z _t =	0.0 [mm]		0.000 [m]	
A _x =	3.61E+03 [mm ²]		3.610E-03 [m ²]	
I _{y,t} =	3.01E+04 [mm ⁴]		3.008E-08 [m ⁴]	



typ	a -	typ zatížení a,b nebo c dle obr. 4.7 ČSN P ENV 1993-1-5
f _{yw} =	235 MPa	mez kluzu stěny
γ _{M1} =	1.17 -	součinitel materiálu
a =	6200.0 mm	vzdálenost příčných výztuh
s _s =	210.0 mm	roznášecí délka zatížení na pásnici, plyne z rozměrů podkladnice
c =	0.0 mm	vzdálenost od okraje pro typ c
t _w =	14.0 mm	tloušťka stěny na konci životnosti mostu
h _w =	900.0 mm	světla výška stěny mezi pásnicemi
t _f =	14.0 mm	tloušťka pásnice na konci životnosti mostu
b _f =	0.0 mm	šířka pásnice - bezpečně neuvažována
f _{yf} =	235.0 MPa	mez kluzu pásnice
m ₁ =	0.0 -	pomocný součinitel
m ₂ =	82.7 -	pomocný součinitel
k _F =	6.042 -	součinitel k _F dle obr. 4.7 ČSN P ENV 1993-1-5
l _{y,1} =	492.6 mm	efektivní zatěžovací délka, pomocná hodnota - typ a,b
l _e =	210.0 mm	efektivní zatěžovací délka, pomocná hodnota (má být menší než s _s + c)
l _{y,2} =	455.6 mm	efektivní zatěžovací délka, pomocná hodnota - typ c
l _{y,3} =	337.3 mm	efektivní zatěžovací délka, pomocná hodnota - typ c
l _y =	492.6 mm	efektivní zatěžovací délka, výsledná hodnota pro daný typ zatížení
F _{cr} =	3 481.7 kN	kritická síla
λ _F =	0.682 -	štíhlost (pokud je > 0.5, pak m ₂ není 0)
χ _F =	0.733 -	součinitel vzpěru
L _{eff} =	361.0 mm	výsledná efektivní délka pro únosnost
A _{st} =	3.610E+03 mm ²	efektivní plocha podporové výztuhy
N _{c,Rd} =	725.070 kN	únosnost stěny v lokálním boulení
R _{z,max} =	264.280 kN	maximální síla na jednu podkladnici
R _{z,max}	< N _{c,Rd}	vyhovuje 36.4%

η₂ = 0.36
Vzhledem k tomu, že posouzení interakce $\eta_2 + 0.8 \cdot \eta_1 < 1.4$ při η₁=1 pro η₂<0.6

není nutno posuzovat interakci v místě tlačené pásnice. V místě tažené pásnice je podkladnice podepřena i stěnou příčniku a vzhledem k velikosti namáhání jistě vyhoví.



2.1.9 POSOUZENÍ, STANOVENÍ ZATÍŽITENOSTI A OVĚŘENÍ PŘECHODNOSTI

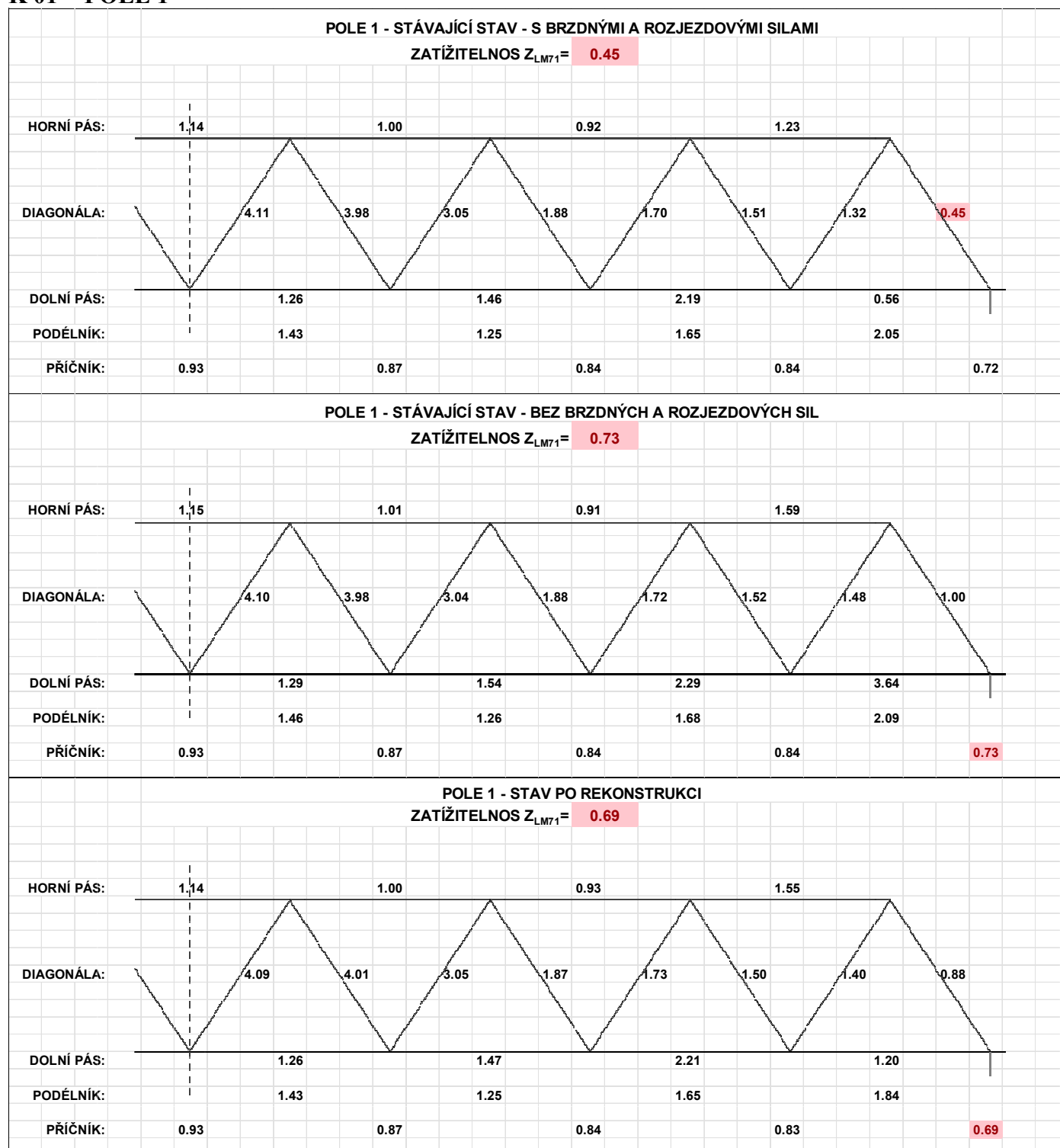
2.1.9.1 POSOUZENÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI NOK – 1.MS A ÚNAVA

Výsledná tabulka zatížitelnosti je uvedena v závěru statického výpočtu.

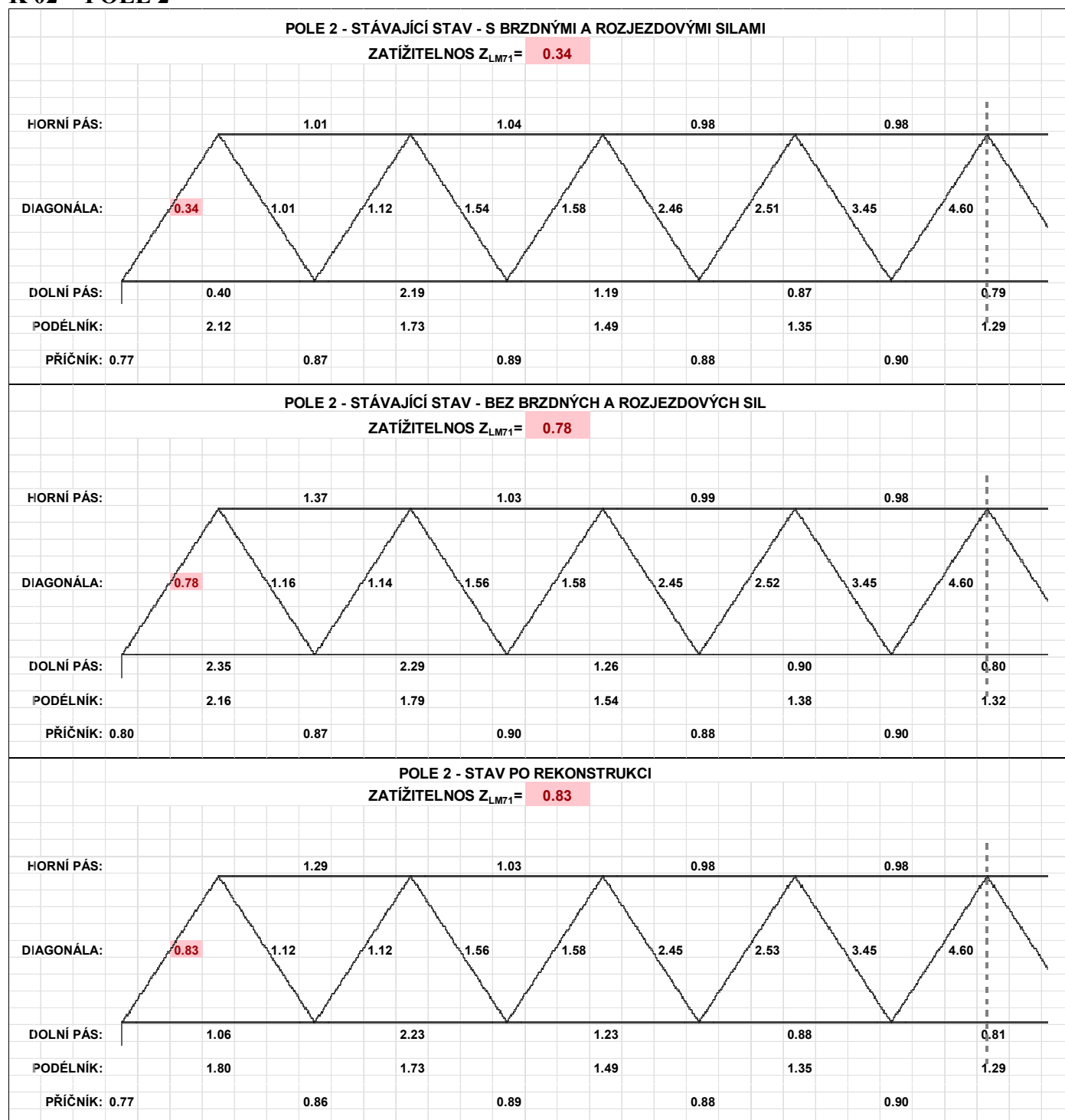
2.1.9.1.1 POSOUZENÍ PRUTŮ NOK – 1.MS

Podrobný posudek a stanovení zatížitelnosti a tabulka zatížitelnosti pro jednotlivé prvky je uvedena v příloze C a D. Zde uvedeno pouze výsledné grafické shrnutí.

K 01 - POLE 1



K 02 - POLE 2



Zatížitelnost mostu byla určena pro současný stav, dále pro stav z vyloučením brzdných a rozjezdových sil a dále pro stav po rekonstrukci s provedenými opatřeními uvedených v kapitole 2.1.10.



2.1.9.1.2 POSOUZENÍ SROVNÁVACÍHO NAPĚTÍ V PLECHU MOSTOVKY A V DOLNÍ PÁSNICI PODÉLNÍKU A PŘÍČNÍKU – 1. MS

Posouzení bylo provedeno pouze pro větší pole č. 2. Vzhledem k tomu, že se jedná ve středu mostu má být použita ocel S355

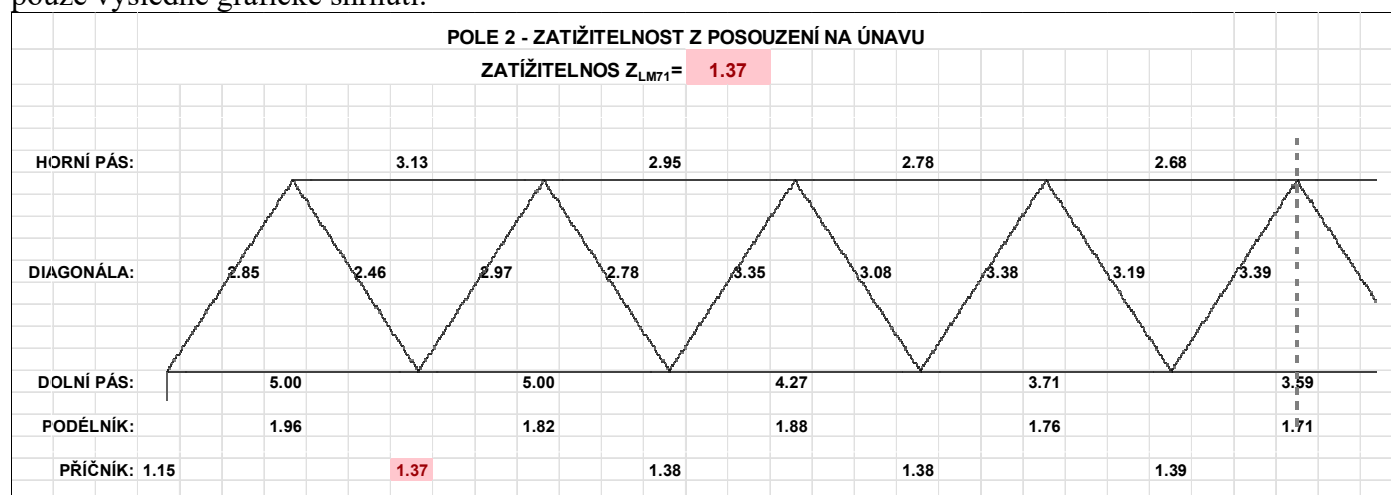
POLE 2														
POSOUZENÍ ROVINNÉ NAPJATOSTI V PLECHU MOSTOVKY														
BOD POSUDKU		NORMALOVÉ NAPĚTÍ						VÝPOČTOVÁ MEZ KLUZU	SROVNÁVACÍ NAPĚTÍ	VYUŽITÍ	POSUDEK	SROVNÁVACÍ NAPĚTÍ - ITERACE	VYUŽITÍ - ITERACE	ZATÍŽITELNOST
		PODÉLNÝ SMĚR MOSTU			PŘÍČNÝ SMĚR MOSTU									
		$\sigma_{x,RS}$	$\sigma_{x,LM71}$	$\sigma_{x,IMS}$	$\sigma_{y,RS}$	$\sigma_{y,LM71}$	$\sigma_{y,IMS}$							
(-)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	f_{yd}	$\sigma_{e,IMS}$	(%)	(-)	(MPa)	(%)	Z_{LM71}
42	57	6.3	35.2	41.5	0.0	0.0	0.0	204.3	243.3	119.1	NEVYHOVUJE	204.6	100	0.77
		3.8	-8.6	-4.8	-166.4	-53.5	-219.9							
		30.3	57.9	88.2	0.0	0.0	0.0							
44	59	0.0	0.0	0.0	-100.0	-32.7	-132.7	204.3	192.6	94.3	VYHOVUJE	204.2	100	1.10
		29.9	58.2	88.1	0.0	0.0	0.0							
		0.0	0.0	0.0	-100.0	-32.7	-132.7							
45	59	40.8	68.8	109.6	0.0	0.0	0.0	204.3	212.2	103.9	NEVYHOVUJE	204.8	100	0.94
		0.0	0.0	0.0	-100.3	-34.8	-135.0							
		40.8	71.6	112.4	0.0	0.0	0.0							
48	61	0.0	0.0	0.0	-100.3	-34.8	-135.0	204.3	214.6	105.0	NEVYHOVUJE	204.7	100	0.92
		50.0	78.9	128.9	0.0	0.0	0.0							
		0.0	0.0	0.0	-99.1	-31.8	-130.9							
50	63	49.5	80.1	129.6	0.0	0.0	0.0	204.3	225.0	110.1	NEVYHOVUJE	204.4	100	0.84
		0.0	0.0	0.0	-99.1	-31.8	-130.9							
		53.5	80.5	133.9	0.0	0.0	0.0							
51	63	0.0	0.0	0.0	-98.7	-32.1	-130.8	204.3	229.3	112.2	NEVYHOVUJE	204.3	100	0.81
		52.9	59.7	112.5	0.0	0.0	0.0							
		0.0	0.0	0.0	-98.7	-32.1	-130.8							
53	65	52.4	52.8	105.2	0.0	0.0	0.0	204.3	210.9	103.2	NEVYHOVUJE	204.3	100	0.95
		0.0	0.0	0.0	-99.5	-24.2	-123.7							
		0.0	0.0	0.0	-99.5	-24.2	-123.7							
54	65	52.4	52.8	105.2	0.0	0.0	0.0	204.3	210.9	103.2	NEVYHOVUJE	204.3	100	0.95
		0.0	0.0	0.0	-99.5	-24.2	-123.7							
		0.0	0.0	0.0	-99.5	-24.2	-123.7							
56	67	52.4	52.8	105.2	0.0	0.0	0.0	204.3	198.4	97.1	VYHOVUJE	205.1	100	1.05
		0.0	0.0	0.0	-99.5	-24.2	-123.7							
		0.0	0.0	0.0	-99.5	-24.2	-123.7							

POLE 2														
POSOUZENÍ ROVINNÉ NAPJATOSTI V DOLNÍ PÁSNICI PŘÍČNÍKU A PODÉLNÍKU														
BOD POSUDKU		NORMALOVÉ NAPĚTÍ						VÝPOČTOVÁ MEZ KLUZU	SROVNÁVACÍ NAPĚTÍ	VYUŽITÍ	POSUDEK	SROVNÁVACÍ NAPĚTÍ - ITERACE	VYUŽITÍ - ITERACE	ZATÍŽITELNOST
		PODÉLNÝ SMĚR MOSTU			PŘÍČNÝ SMĚR MOSTU									
		$\sigma_{x,RS}$	$\sigma_{x,LM71}$	$\sigma_{x,IMS}$	$\sigma_{y,RS}$	$\sigma_{y,LM71}$	$\sigma_{y,IMS}$							
(-)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	f_{yd}	$\sigma_{e,IMS}$	(%)	(-)	(MPa)	(%)	Z_{LM71}
42	57	0.0	0.0	0.0	178.9	15.3	194.2	204.3	205.8	100.7	NEVYHOVUJE	203.9	100	0.99
		-7.8	-13.5	-21.4	0.0	0.0	0.0							
44	59	22.1	24.4	46.5	169.8	34.4	204.2	204.3	204.2	100.0	VYHOVUJE	204.2	100	1.00
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
45	59	22.0	24.1	46.2	169.8	34.4	204.2	204.3	204.2	100.0	VYHOVUJE	204.2	100	1.00
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
47	61	30.1	32.9	63.1	166.2	35.5	201.7	204.3	201.7	98.7	VYHOVUJE	203.4	100	1.01
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
48	61	30.0	33.1	63.1	166.2	35.5	201.7	204.3	201.7	98.7	VYHOVUJE	203.4	100	1.01
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
50	63	33.4	35.2	68.6	166.0	38.4	204.3	204.3	204.3	100.0	VYHOVUJE	204.3	100	1.00
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
51	63	33.3	34.8	68.1	166.0	38.4	204.3	204.3	204.3	100.0	VYHOVUJE	204.3	100	1.00
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
53	65	40.5	39.3	79.8	165.4	35.2	200.5	204.3	200.5	98.1	VYHOVUJE	203.8	100	1.02
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
54	65	40.6	41.2	81.7	165.4	35.2	200.5	204.3	200.5	98.1	VYHOVUJE	203.8	100	1.02
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
56	67	40.8	40.6	81.4	161.4	34.3	195.7	204.3	195.7	95.7	VYHOVUJE	203.7	100	1.05
		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							



2.1.9.1.3 POSOUZENÍ PRUTŮ NOK – ÚNAVA

Posouzení únavy je provedeno pouze pro konstrukci s větším rozpětím, tedy pro konstrukci K 02 – pole 2. Podrobný posudek a stanovení zatížitelnosti pro jednotlivé prvky je uvedena v příloze C. Zde uvedeno pouze výsledné grafické shrnutí.



2.1.9.2 POSOUZENÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI – 2. MS - POLE 1

2.MS - POUŽITELNOST - PŘETVORENÍ A KMITÁNÍ - POLE 1

Vzhledem k tomu, že je v 1. MS konstrukce posuzována průžně, není nutné ověřovat pružný stav v 2. MS. V S5/1 je v kapitole A.2.4.5 uvedeno, že pro stávající ocelové mosty s prvkovou mostovkou se stanoví zatížitelnost pouze z kritéria svislého průhybu. Ostatní kritéria se dle kapitoly A.2.4.6 posuzují pouze u mostů s průběžným šterkovým ložem. V ČSN EN 1991-2 6.5.4 jsou uvedeny kritéria platná pouze pro mosty s kolejovým ložem, pro mosty s prvkovou mostovkou se mají stanovit pro konkrétní projekt. Protože se jedná o most s přímo pojižděnou mostovkou, bude postupováno jako v případě prvkové mostovky. Vzhledem k dilatačním zařízením a vzhledem k tomu, že se na mostě dosud nevyskytly poruchy způsobené překročením některých z kritérií, nebudou tato kritéria z ČSN EN 1991-2 6.5.4 dále posuzována.

A.KRITÉRIA POHODY CESTUJÍCÍCH**A1. SVISLÝ PRŮHYB - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.3.2**

podmínka:		$U_{z,GR,71,\Phi} < U_{z,lim}$	
ZATÍŽENÍ LM 71			
$U_{z,P-LM71} =$	35.5	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - model zatížení LM71
$U_{z,S} =$	1.0	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - boční ráz
$U_{z-BLM71} =$	1.2	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - brzdná síla
$U_{z-OLM71} =$	0.7	mm	odstředivá síla
$\alpha =$	1.00	-	klasifikační součinitel
$L_{\Phi} =$	52.800	m	náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_3 =$	1.05	-	dynamický součinitel dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.2 2b)
$U_{z,GR,71,\Phi} =$	39.6	mm	svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71 (vč. dyn.účinků, bez klasifik.součinitele)
$v =$	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
$L/\delta_{p,lim,0} =$	600	-	základní poměr rozpětí / mezní hodnota svislého průhybu z hlediska pohody cestujících (pro 120 km/h)
$\delta_{p,lim,0} =$	88.0	mm	základní mezní hodnota svislého průhybu z hlediska pohody cestujících
$b_v =$	1.0	m/s ²	svislé zrychlení - úroveň pohody velmi dobrá
$k =$	0.7	[-]	součinitel uspořádání nosných konstrukcí - 1 prosté pole
$U_{z,lim} = \delta_{p,lim,0} / k$	125.7	mm	mezní hodnota svislého průhybu z hlediska pohody cestujících
podmínka:	31.5	%	využití mezní podmínky
$Z_{LM71} =$	3.31	-	zatížitelnost dle vztahu 4.5 S5/1

ZATÍŽENÍ C2/55

$U_{z,P-LM71} =$	21.9	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení
$L_{\Phi} =$	52.800	m	náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_{T1} =$	1.07	-	dynamický součinitel dle S5/1
$U_{z,T,\Phi} =$	23.4	mm	svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou (vč. dyn.účinků)
$v =$	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
$\psi =$	1.018	-	poměr dynamických součinitelů
$\lambda_{LM71} =$	0.617	-	účinnost provozního zatížení

Ověření přechodnosti dle vztahu 5.1 S5/1

$Z_{LM71} =$	3.31	>	0.63	$\psi \lambda_{LM71}$	VYHOVUJE
--------------	------	---	------	-----------------------	----------

ZATÍŽENÍ D4/55

$U_{z,P-LM71} =$	27.3	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení
$L_{\Phi} =$	52.800	m	náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_{T1} =$	1.07	-	dynamický součinitel dle MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)
$U_{z,T,\Phi} =$	29.2	mm	svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou (vč. dyn.účinků)
$v =$	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
$\psi =$	1.018	-	poměr dynamických součinitelů
$\lambda_{LM71} =$	0.769	-	účinnost provozního zatížení

Ověření přechodnosti dle vztahu 5.1 S5/1

$Z_{LM71} =$	3.31	>	0.78	$\psi \lambda_{LM71}$	VYHOVUJE
--------------	------	---	------	-----------------------	----------

B.KRITÉRIA BEZPEČNOSTI DOPRAVY**B1. SVISLÉ ZRYCHLENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.1**

podmínka:		$n_{0,min} < n_0 < n_{0,max}$	
$L =$	52.800	m	rozpětí nosné konstrukce (1 prosté pole)
$n_{0,min} =$	2.25	[Hz]	dolní mez vlastní frekvence
$n_{0,sub} =$	4.79	[Hz]	1.vlastní frekvence mostu při uvážení hmotnosti od stálého zatížení G
$n_{0,inf} =$	4.34	[Hz]	1.vlastní frekvence mostu při uvážení hmotnosti od stálého zatížení G
$n_{0,max} =$	4.88	[Hz]	horní mez vlastní frekvence
podmínka:	98.2	%	využití mezní podmínky
viz též kapitola rozboru zatížení dopravou			

Dle S5/1 není nutné z kritéria vyčíslovat zatížitelnost ani přechodnost.



B2. ZKROUCENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.2

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost.

podmínka 1:		$k_{GR,71,\delta,\alpha} < k_{lim,1}$
podmínka 2:		$\Delta p + k_{GR,71,\delta,\alpha} < k_{lim,2}$
s=	1 435	mm normální rozchod kolejí
l=	3 000	mm vzdálenost řezů
$\alpha=$	1.00	- klasifikační součinitel
$L_{\phi}=$	52.800	m náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_3=$	1.05	- dynamický součinitel dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.2 2b)
v=	55.0	km/h návrhová traťová rychlost

1.začátek NK - Body "1+2" nad ložiskem, body "3 a 4" 3.0 m v poli

$U_{z,P-LM71,1z}=$	-3.1	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 1 - levá kolejnice x = 0.0m - začátek mostu
$U_{z,P-LM71,2z}=$	-3.1	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 2 - pravá kolejnice x = 0.0m - začátek mostu
$U_{z,P-LM71,3z}=$	-10.4	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 3 - levá kolejnice x = 3.0m - začátek mostu
$U_{z,P-LM71,4z}=$	-11.4	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 4 - pravá kolejnice x = 3.0m - začátek mostu
$\Delta p=$	0.0	mm	rozdíl v převýšení koleje na délce 3.0 m - začátek mostu
$k_{GR,71,\delta,\alpha}=$	0.9	mm/3m	maximální vypočtená hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71
$k_{lim,1}=$	4.5	mm/3m	maximální hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71
podmínka 1:	20.6	%	využití mezní podmínky 1
$\Delta p + k_{GR,71,\delta,\alpha}=$	0.9	mm/3m	maximální vypočtená hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71+ převýšení koleje
$k_{lim,1}=$	7.5	mm/3m	maximální hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71+ převýšení koleje
podmínka 2:	12.3	%	využití mezní podmínky 2

2.střed NK - Body "5 a 6" v 1/2 rozpětí body "7 a 8" 3.0 m od 1/2 rozpětí

$U_{z,P-LM71,5z}=$	-38.7	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 5 - levá kolejnice x = 0.0m - střed mostu
$U_{z,P-LM71,6z}=$	-39.6	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 6 - pravá kolejnice x = 0.0m - střed mostu
$U_{z,P-LM71,7z}=$	-38.0	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 7 - levá kolejnice x = 3.0m - střed+3.0m mostu
$U_{z,P-LM71,8z}=$	-40.5	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 8 - pravá kolejnice x = 3.0m - střed+3.0m mostu
$\Delta p=$	0.0	mm	rozdíl v převýšení koleje na délce 3.0 m - začátek mostu
$k_{GR,71,\delta,\alpha}=$	1.5	mm/3m	maximální vypočtená hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71
$k_{lim,1}=$	4.5	mm/3m	maximální hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71
podmínka 1:	33.4	%	využití mezní podmínky 1
$\Delta p + k_{GR,71,\delta,\alpha}=$	1.5	mm/3m	maximální vypočtená hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71+ převýšení koleje
$k_{lim,1}=$	7.5	mm/3m	maximální hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71+ převýšení koleje
podmínka 2:	20.1	%	využití mezní podmínky 2

B3. SVISLÁ PŘETVOŘENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.3**B3.1 SVISLÝ PRŮHYB UPROSTŘED ROZPĚTÍ**

podmínka:		$U_{z,GR,71,\Phi,\alpha} < U_{z,lim}$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
-----------	--	---------------------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

ZATÍŽENÍ C2/55

$U_{z,P-LM71}=$	21.9	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - model zatížení D4
$L_{\phi}=$	52.800	m	náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_{T1}=$	1.07	-	dynamický součinitel dle MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)
$U_{z,T,\Phi}=$	23.4	mm	svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou D4 (vč.dyn.účinků)
v=	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
$\psi=$	1.018	-	poměr dynamických součinitelů
$\lambda_{LM71}=$	0.617	-	účinnost provozního zatížení

Ověření přechodnosti dle vztahu 5.1 MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)

$Z_{LM71}=$	2.41	>	0.63	$\psi \lambda_{LM71}$	VYHOVUJE
-------------	------	---	------	-----------------------	----------

ZATÍŽENÍ D4/55

$U_{z,P-LM71}=$	27.3	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - model zatížení D4
$L_{\phi}=$	52.800	m	náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_{T1}=$	1.07	-	dynamický součinitel dle MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)
$U_{z,T,\Phi}=$	29.2	mm	svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou D4 (vč.dyn.účinků)
v=	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
$\psi=$	1.018	-	poměr dynamických součinitelů
$\lambda_{LM71}=$	0.769	-	účinnost provozního zatížení

Ověření přechodnosti dle vztahu 5.1 MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)

$Z_{LM71}=$	2.41	>	0.78	$\psi \lambda_{LM71}$	VYHOVUJE
-------------	------	---	------	-----------------------	----------



B3.2 PODÉLNÉ NATOČENÍ V PODPÖŘE

Pro mosty s prvkovou mostovkou ani přímo pojižděné mostovky nejsou stanoveny normové požadavky.

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.

B3.3 SVISLÝ PRŮHYB KONZOLY NK ZA PODPOROU

Pro mosty s prvkovou mostovkou ani přímo pojižděné mostovky nejsou stanoveny normové požadavky.

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.

B4. PŘÍČNÁ PŘETVOŘENÍ A KMITÁNÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.4

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.

B4.1 PŘÍČNÉ PŘETVOŘENÍ

podmínka:			$\delta_h < \delta_{h,lim}$
$L =$	52.800	m	rozpětí nosné konstrukce (1 prosté pole)
$v =$	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
$r_1 =$	1700	m	limitní hodnota změny poloměru křivosti
$\delta_h =$	21.7	mm	maximální hodnota příčného posunu uprostřed rozpětí od rozhodující kombinace zatížení
$\delta_{h,lim} =$	205.0	mm	limitní hodnota příčného posunu uprostřed rozpětí od rozhodující kombinace zatížení
podmínka:	10.6	%	využití mezní podmínky

B4.2 VODOROVNÉ NATOČENÍ V PODPÖŘE

podmínka:			$\alpha_1 < \alpha_{1,lim}$
$\alpha_{1,lim} =$	3.5	mrad	limitní hodnota vodorovného pootočení v podpoře
$\alpha_1 =$	1.7	mrad	vypočtená hodnota vodorovného pootočení v podpoře
podmínka:	47.5	%	využití mezní podmínky

B4.3 VODOROVNÉ FREKVENCE KMITÁNÍ

podmínka:			$n_{0H,lim} < n_{0H,min}$
$L =$	0.000	m	rozpětí nosné konstrukce (1 prosté pole)
$n_{0H,lim} =$	1.20	[Hz]	mez vlastní frekvence pro vodorovné kmitání
$n_{0,sub} =$	2.22	[Hz]	1.vlastní frekvence mostu při uvažování hmotnosti od stálého zatížení G
$n_{0,inf} =$	2.00	[Hz]	1.vlastní frekvence mostu při uvažování hmotnosti od stálého zatížení G
podmínka:	60.0	%	využití mezní podmínky

dle ČSN EN 1991-2, 6.4.6 není nutná dynamická analýza mostu

Dle S5/1 není nutné z kritéria vyčíslovat zatížitelnost ani přechodnost.

B5. PODÉLNÁ POSUNUTÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.5

B5.1 PODÉLNÉ POSUNUTÍ KONCE NK OD ROZJEZDU A BRZDĚNÍ

Pro mosty s prvkovou mostovkou ani přímo pojižděné mostovky nejsou stanoveny normové požadavky.

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.

B5.2 PODÉLNÉ POSUNUTÍ KONCE NK OD PRŮHYBU

Pro mosty s prvkovou mostovkou ani přímo pojižděné mostovky nejsou stanoveny normové požadavky.

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.



2.1.9.3 POSOUZENÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI – 2. MS - POLE 2

2.MS - POUŽITELNOST - PŘETVORENÍ A KMITÁNÍ - POLE 2

Vzhledem k tomu, že je v 1. MS konstrukce posuzována pružně, není nutné ověřovat pružný stav v 2. MS. V S5/1 je v kapitole A.2.4.5 uvedeno, že pro stávající ocelové mosty s prvkovou mostovkou se stanoví zatížitelnost pouze z kritéria svislého průhybu. Ostatní kritéria se dle kapitoly A.2.4.6 posuzují pouze u mostů s průběžným šterkovým ložem. V ČSN EN 1991-2 6.5.4 jsou uvedeny kritéria platná pouze pro mosty s kolejovým ložem, pro mosty s prvkovou mostovkou se mají stanovit pro konkrétní projekt. Protože se jedná o most s přímo pojižděnou mostovkou, bude postupováno jako v případě prvkové mostovky. Vzhledem k dilatačním zařízením a vzhledem k tomu, že se na mostě dosud nevyskytly poruchy způsobené překročením některých z kritérií, nebudou tato kritéria z ČSN EN 1991-2 6.5.4 dále posuzována.

A.KRITÉRIA POHODY CESTUJÍCÍCH**A1. SVISLÝ PRŮHYB - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.3.2**

podmínka:		$U_{z,GR,71,\Phi} < U_{z,lim}$
ZATÍŽENÍ LM 71		
$U_{z,P-LM71} =$	47.5	mm svislý průhyb od charakteristického zatížení - model zatížení LM71
$U_{z,S} =$	1.5	mm svislý průhyb od charakteristického zatížení - boční ráz
$U_{z,BLM71} =$	1.9	mm svislý průhyb od charakteristického zatížení - brzdná síla
$U_{z,OLM71} =$	2.3	mm odstředivá síla
$\alpha =$	1.00	- klasifikační součinitel
$L_{\Phi} =$	59.400	m náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_3 =$	1.05	- dynamický součinitel dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.2 2b)
$U_{z,GR,71,\Phi} =$	54.6	mm svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71 (vč.dyn.účinků, bez klasifik.součinitele)
$v =$	55.0	km/h návrhová traťová rychlost
$L/\delta_{p,lim,0} =$	600	- základní poměr rozpětí / mezní hodnota svislého průhybu z hlediska pohody cestujících (pro 120 km/h)
$\delta_{p,lim,0} =$	99.0	mm základní mezní hodnota svislého průhybu z hlediska pohody cestujících
$b_v =$	1.0	m/s ² svislé zrychlení - úroveň pohody velmi dobrá
$k =$	0.7	[-] součinitel uspořádání nosných konstrukcí - 1 prosté pole
$U_{z,lim} = \delta_{p,lim,0} / k$	141.4	mm mezní hodnota svislého průhybu z hlediska pohody cestujících
podmínka:	38.6	% využití mezní podmínky
$Z_{LM71} =$	2.74	- zatížitelnost dle vztahu 4.5 S5/1

ZATÍŽENÍ C2/55

$U_{z,P-LM71} =$	29.3	mm svislý průhyb od charakteristického zatížení
$L_{\Phi} =$	59.400	m náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_{T1} =$	1.07	- dynamický součinitel dle S5/1
$U_{z,T,\Phi} =$	31.2	mm svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou (vč.dyn.účinků)
$v =$	55.0	km/h návrhová traťová rychlost
$\psi =$	1.014	- poměr dynamických součinitelů
$\lambda_{LM71} =$	0.617	- účinnost provozního zatížení

Ověření přechodnosti dle vztahu 5.1 S5/1

$Z_{LM71} =$	2.74	>	0.63	$\psi \lambda_{LM71}$	VYHOVUJE
--------------	------	---	------	-----------------------	----------

ZATÍŽENÍ D4/55

$U_{z,P-LM71} =$	36.4	mm svislý průhyb od charakteristického zatížení
$L_{\Phi} =$	59.400	m náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_{T1} =$	1.07	- dynamický součinitel dle MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)
$U_{z,T,\Phi} =$	38.8	mm svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou (vč.dyn.účinků)
$v =$	55.0	km/h návrhová traťová rychlost
$\psi =$	1.014	- poměr dynamických součinitelů
$\lambda_{LM71} =$	0.766	- účinnost provozního zatížení

Ověření přechodnosti dle vztahu 5.1 S5/1

$Z_{LM71} =$	2.74	>	0.78	$\psi \lambda_{LM71}$	VYHOVUJE
--------------	------	---	------	-----------------------	----------

B.KRITÉRIA BEZPEČNOSTI DOPRAVY**B1. SVISLÉ ZRYCHLENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.1**

podmínka:		$n_{0,min} < n_0 < n_{0,max}$
$L =$	59.400	m rozpětí nosné konstrukce (1 prosté pole)
$n_{0,min} =$	2.10	[Hz] dolní mez vlastní frekvence
$n_{0,sub} =$	4.09	[Hz] 1.vlastní frekvence mostu při uvážení hmotnosti od stálého zatížení G
$n_{0,inf} =$	3.70	[Hz] 1.vlastní frekvence mostu při uvážení hmotnosti od stálého zatížení G
$n_{0,max} =$	4.47	[Hz] horní mez vlastní frekvence
podmínka:	91.6	% využití mezní podmínky
viz též kapitola rozboru zatížení dopravou		

Dle S5/1 není nutné z kritéria vyčíslit zatížitelnost ani přechodnost.



B2. ZKROUCENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.2

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost.

podmínka 1:		$k_{GR,71,\delta,\alpha} < k_{lim,1}$	
podmínka 2:		$\Delta P + k_{GR,71,\delta,\alpha} < k_{lim,2}$	
s=	1 435	mm	normální rozchod kolejí
l=	3 000	mm	vzdálenost řezů
$\alpha=$	1.00	-	klasifikační součinitel
$L_0=$	59.400	m	náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_3=$	1.05	-	dynamický součinitel dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.2 2b)
v=	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
1.začátek NK - Body "1+2" nad ložiskem, body "3 a 4" 3.0 m v poli			
$U_{z,P-LM71,1z}=$	-3.0	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 1 - levá kolejnice x = 0.0m - začátek mostu
$U_{z,P-LM71,2z}=$	-3.0	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 2 - pravá kolejnice x = 0.0m - začátek mostu
$U_{z,P-LM71,3z}=$	-10.3	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 3 - levá kolejnice x = 3.0m - začátek mostu
$U_{z,P-LM71,4z}=$	-11.2	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 4 - pravá kolejnice x = 3.0m - začátek mostu
$\Delta P=$	0.0	mm	rozdíly v převýšení koleje na délce 3.0 m - začátek mostu
$k_{GR,71,\delta,\alpha}=$	0.9	mm/3m	maximální vypočtená hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71
$k_{lim,1}=$	4.5	mm/3m	maximální hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71
podmínka 1:	19.1	%	využití mezní podmínky 1
$\Delta P + k_{GR,71,\delta,\alpha}=$	0.9	mm/3m	maximální vypočtená hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71+ převýšení koleje
$k_{lim,1}=$	7.5	mm/3m	maximální hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71+ převýšení koleje
podmínka 2:	11.5	%	využití mezní podmínky 2
2.střed NK - Body "5 a 6" v 1/2 rozpětí body "7 a 8" 3.0 m od 1/2 rozpětí			
$U_{z,P-LM71,5z}=$	-48.8	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 5 - levá kolejnice x = 0.0m - střed mostu
$U_{z,P-LM71,6z}=$	-50.8	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 6 - pravá kolejnice x = 0.0m - střed mostu
$U_{z,P-LM71,7z}=$	-47.9	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 7 - levá kolejnice x = 3.0m - střed+3.0m mostu
$U_{z,P-LM71,8z}=$	-51.8	mm	svislý průhyb (včetně Φ, α) od LM-71 bod 8 - pravá kolejnice x = 3.0m - střed+3.0m mostu
$\Delta P=$	0.0	mm	rozdíly v převýšení koleje na délce 3.0 m - začátek mostu
$k_{GR,71,\delta,\alpha}=$	1.9	mm/3m	maximální vypočtená hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71
$k_{lim,1}=$	4.5	mm/3m	maximální hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71
podmínka 1:	42.3	%	využití mezní podmínky 1
$\Delta P + k_{GR,71,\delta,\alpha}=$	1.9	mm/3m	maximální vypočtená hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71+ převýšení koleje
$k_{lim,1}=$	7.5	mm/3m	maximální hodnota zkroucení od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71+ převýšení koleje
podmínka 2:	25.4	%	využití mezní podmínky 2

B3. SVISLÁ PŘETVOŘENÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.3**B3.1 SVISLÝ PRŮHYB UPROSTŘED ROZPĚTÍ**

podmínka:		$U_{z,GR,71,\Phi,\alpha} < U_{z,lim}$	
$U_{z,P-LM71}=$	47.5	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - model zatížení LM71
$U_{z,S}=$	1.5	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - boční ráz
$U_{z,BLM71}=$	1.9	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - brzdná síla
$U_{z,OLM71}=$	2.3	mm	odstředivá síla
$\alpha=$	1.00	-	klasifikační součinitel
$L_0=$	59.400	m	náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_3=$	1.05	-	dynamický součinitel dle ČSN EN 1991-2 čl. 6.5.4.2 2b)
$U_{z,GR,71,\Phi,\alpha}=$	52.5	mm	svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou LM-71 (vč. dyn. účinků, s klasifikačním součinitelem)
$L/U_{z,lim}=$	600	-	podmínka / mezní hodnota svislého průhybu od kolejového zatížení
$U_{z,lim}=$	99.0	mm	mezní hodnota svislého průhybu od kolejového zatížení
podmínka:	53.1	%	využití mezní podmínky
$Z_{LM71}=$	1.98	-	zatížitelnost dle vztahu 4.5 MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)

ZATÍŽENÍ C2/55

$U_{z,P-LM71}=$	29.3	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - model zatížení D4
$L_0=$	59.400	m	náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_{T1}=$	1.07	-	dynamický součinitel dle MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)
$U_{z,T,\Phi}=$	31.2	mm	svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou D4 (vč. dyn. účinků)
v=	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
$\psi=$	1.014	-	poměr dynamických součinitelů
$\lambda_{LM71}=$	0.617	-	účinnost provozního zatížení

Ověření přechodnosti dle vztahu 5.1 MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)

$Z_{LM71}=$	1.98	>	0.63	$\psi \lambda_{LM71}$	VYHOVUJE
-------------	------	---	------	-----------------------	----------

ZATÍŽENÍ D4/55

$U_{z,P-LM71}=$	36.4	mm	svislý průhyb od charakteristického zatížení - model zatížení D4
$L_0=$	59.400	m	náhradní délka prku = rozpětí hlavního nosníku
$\Phi_{T1}=$	1.07	-	dynamický součinitel dle MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)
$U_{z,T,\Phi}=$	38.8	mm	svislý průhyb od sestavy zatížení železniční dopravou D4 (vč. dyn. účinků)
v=	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
$\psi=$	1.014	-	poměr dynamických součinitelů
$\lambda_{LM71}=$	0.766	-	účinnost provozního zatížení

Ověření přechodnosti dle vztahu 5.1 MP pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (2015)

$Z_{LM71}=$	1.98	>	0.78	$\psi \lambda_{LM71}$	VYHOVUJE
-------------	------	---	------	-----------------------	----------



B3.2 PODÉLNÉ NATOČENÍ V PODPĚŘE

Pro mosty s prvkovou mostovkou ani přímo pojižděné mostovky nejsou stanoveny normové požadavky.

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.

B3.3 SVISLÝ PRŮHYB KONZOLY NK ZA PODPOROU

Pro mosty s prvkovou mostovkou ani přímo pojižděné mostovky nejsou stanoveny normové požadavky.

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.

B4. PŘÍČNÁ PŘETVOŘENÍ A KMITÁNÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.4

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.

B4.1 PŘÍČNÉ PŘETVOŘENÍ

podmínka:			$\delta_h < \delta_{h,lim}$
$L=$	59.400	m	rozpětí nosné konstrukce (1 prosté pole)
$v=$	55.0	km/h	návrhová traťová rychlost
$r_1=$	1700	m	limitní hodnota změny poloměru křivosti
$\delta_h =$	33.0	mm	maximální hodnota příčného posunu uprostřed rozpětí od rozhodující kombinace zatížení
$\delta_{h,lim} =$	259.4	mm	limitní hodnota příčného posunu uprostřed rozpětí od rozhodující kombinace zatížení
podmínka:	12.7	%	využití mezní podmínky

B4.2 VODOROVNÉ NATOČENÍ V PODPĚŘE

podmínka:			$\alpha_1 < \alpha_{1,lim}$
$\alpha_{1,lim} =$	3.5	mrad	limitní hodnota vodorovného potočení v podpoře
$\alpha_1 =$	2.2	mrad	vypočtená hodnota vodorovného potočení v podpoře
podmínka:	63.5	%	využití mezní podmínky

B4.3 VODOROVNÉ FREKVENCE KMITÁNÍ

podmínka:			$n_{0H,lim} < n_{0H,min}$
$L=$	0.000	m	rozpětí nosné konstrukce (1 prosté pole)
$n_{0H,lim} =$	1.20	[Hz]	mez vlastní frekvence pro vodorovné kmitání
$n_{0,sub} =$	1.76	[Hz]	1.vlastní frekvence mostu při uvažování hmotnosti od stálého zatížení G
$n_{0,inf} =$	1.59	[Hz]	1.vlastní frekvence mostu při uvažování hmotnosti od stálého zatížení G
podmínka:	75.5	%	využití mezní podmínky

dle ČSN EN 1991-2, 6.4.6 není nutná dynamická analýza mostu

Dle S5/1 není nutné z kritéria vyčíslovat zatížitelnost ani přechodnost.

B5. PODÉLNÁ POSUNUTÍ HLAVNÍ NOSNÉ KONSTRUKCE - postup dle ČSN EN 1990:2002/A1 - čl. A2.4.4.2.5

B5.1 PODÉLNÉ POSUNUTÍ KONCE NK OD ROZJEZDU A BRZDĚNÍ

Pro mosty s prvkovou mostovkou ani přímo pojižděné mostovky nejsou stanoveny normové požadavky.

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.

B5.2 PODÉLNÉ POSUNUTÍ KONCE NK OD PRŮHYBU

Pro mosty s prvkovou mostovkou ani přímo pojižděné mostovky nejsou stanoveny normové požadavky.

Dle S5/1 pro prvkové mostovky není nutné stanovovat zatížitelnost ani přechodnost - vztaženo i na přímo pojižděné mostovky.



2.1.9.4 OVĚŘENÍ POŽADOVANÉ PŘECHODNOSTI – 1.MS

Podrobné posouzení pro jednotlivé prvky je uvedeno v příloze E.

Posouzení je provedeno ve stávajícím stavu, dále ve stavu s omezením brzdných a rozjezdových sil a ve stavu po rekonstrukci (po provedení opatření uvedených v kapitole 2.1.10).

Zadavatelem byla požadováno prověření přechodnosti stávající C2/55 a případně D4/120. V průběhu výpočtu byla zjištěna nedostatečná únosnost krajních prvků hlavního nosníku (krajní diagonály a krajního hlavního nosníku). Pro ně bylo nutné pro požadovanou přechodnost alespoň stávající C2/55 zakázat do doby rekonstrukce brzdné síly na mostě. Po provedení opatření (po rekonstrukci) byla ověřena přechodnost C2/55 a D4/55. Vyšší rychlost nepřípadá vzhledem k navazujícím obloukům malého poloměru na obou koncích mostu v úvahu.

2.1.9.5 OVĚŘENÍ POŽADOVANÉ PŘECHODNOSTI – 2.MS

Ověření přechodnosti z 2. MS je uvedeno přímo v kapitole 2.1.9.2 a 2.1.9.3. se stanovením zatížitelnosti.



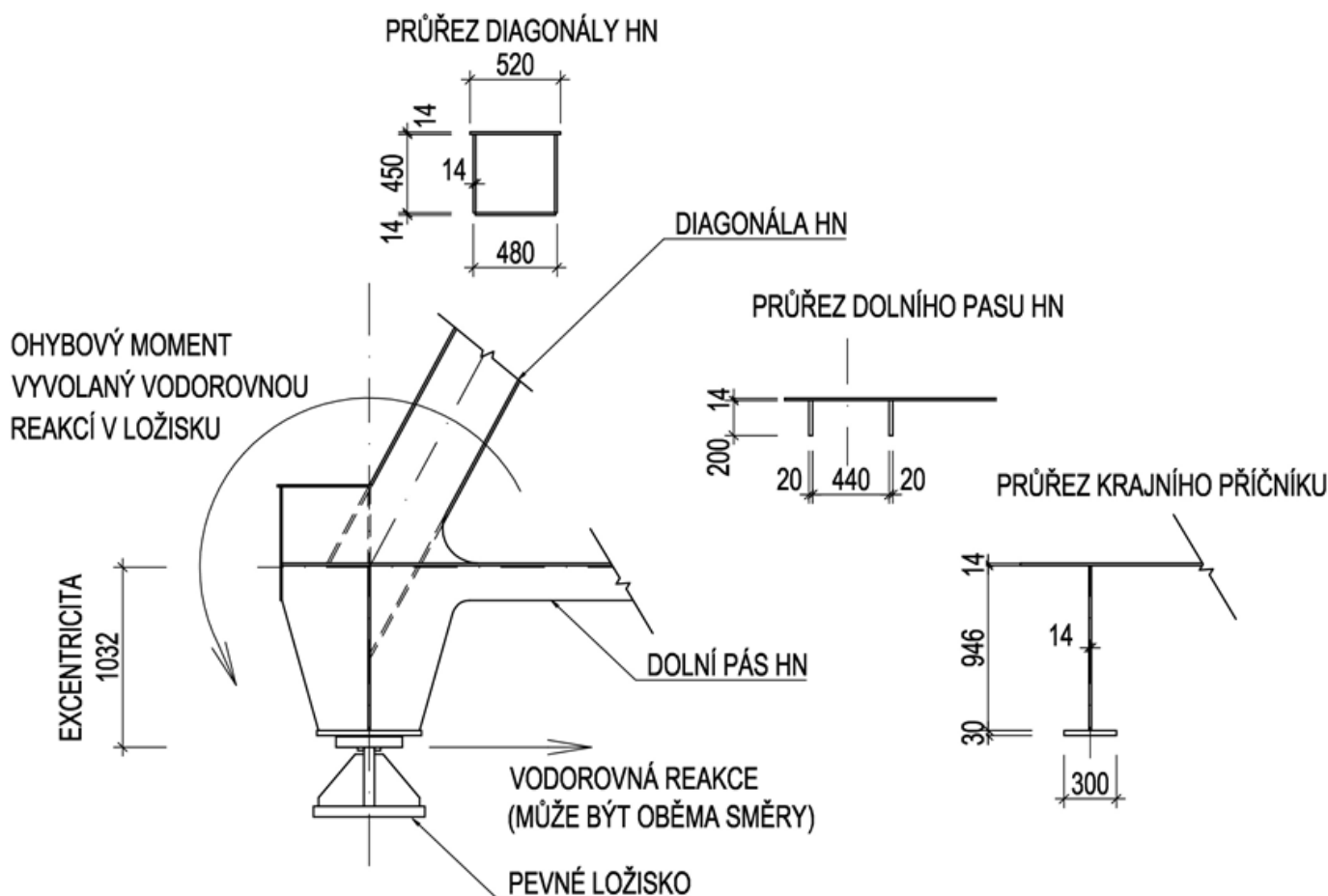
2.1.10 NÁVRH OPATŘENÍ

2.1.10.1 VŠEOBECNĚ

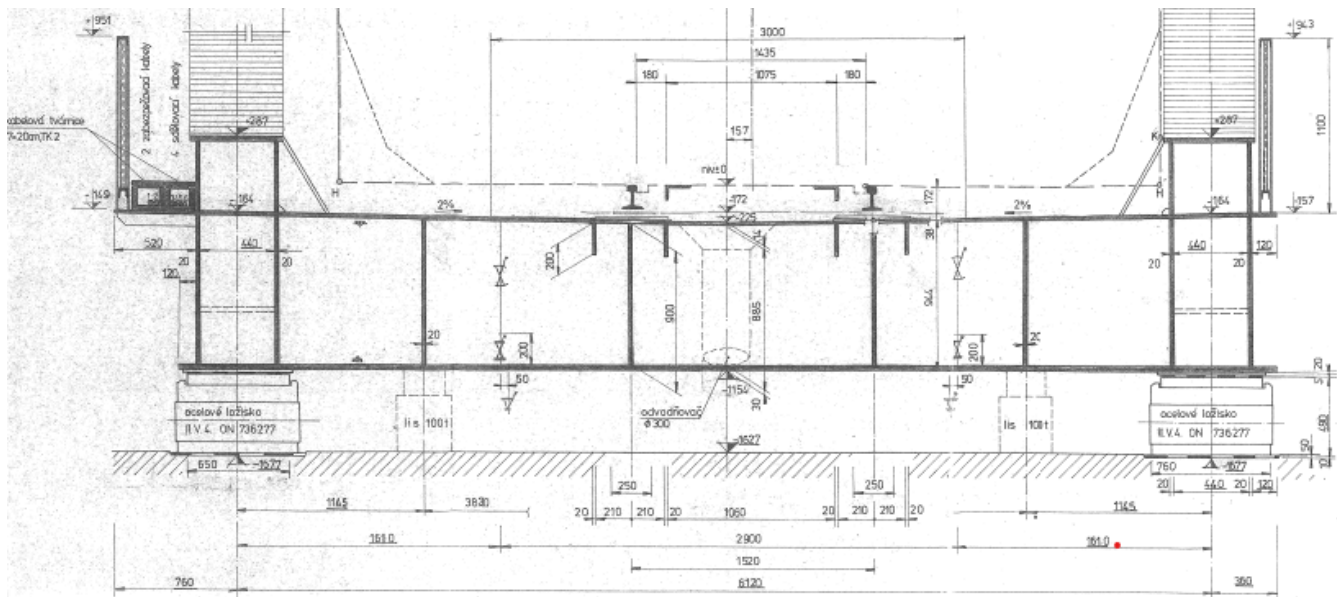
Zde navržená opatření se týkají nosné ocelové konstrukce. Opatření pro spodní stavbu jsou uvedena v kapitole spodní stavba.

V průběhu výpočtu vyplynulo z výsledků, že vlivem přenosu podélných vodorovných sil od brzdných a rozjezdových účinků a od účinků větru do pevného ložiska, vzniká v krajní diagonále a dolním pasu hlavního nosníku vlivem excentricity ložiska přídavné namáhání ohybovým momentem a dochází k přemáhání těchto prvků, které již nejsou poté schopny přenášet další namáhání. Princip problému je patrný z níže uvedeného schématu. Rovněž se v místě ložiska zvyšuje tlakové namáhání subtilního dolního pasu.

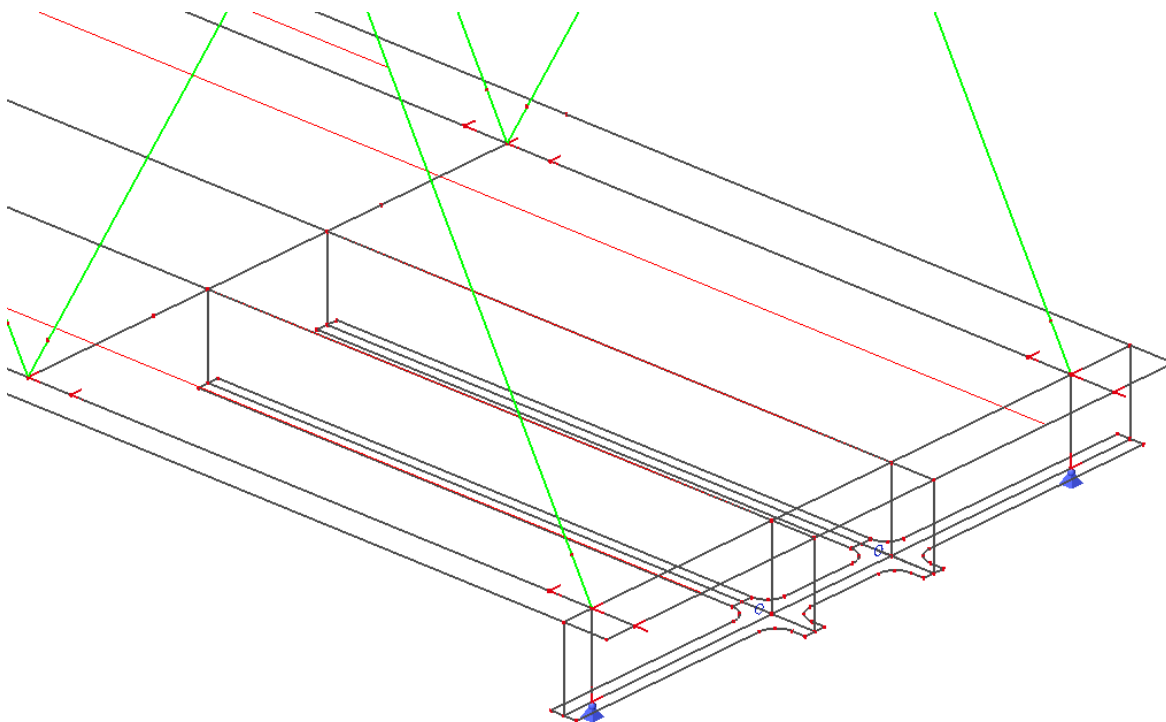
Vzhledem k průřezu podporového příčnicku není možné i vzhledem k jeho namáhání od svislých zatížení mu přisoudit zachycení vodorovné reakce. To bylo ověřeno na modelu, kde byl konec mostu modelován deskostěnovými prvky. Docházelo nejen k přemáhání výše uvedených prvků, ale vodorovný ohyb dolní pásnice příčnicku snižoval únosnost příčnicku na svislá zatížení.



Princip zvýšeného namáhání krajních prvků HN



Příčný řez v místě uložení



Model s deskostěnovými prvky krajního příčnicku a podélníků

Jako jedno z možných řešení se jeví instalace dodatečných ložisek pod podélníky a tím převzít podélné vodorovné síly od brzdných a rozjezdových sil přímo od prvků na kterém vznikají. Další možné řešení je instalace např. brzdného ztužidla, eventuálně zesílení nevyhovujících prvků.

Dále bude předběžně prověřena varianta s dodatečnými ložisky.

Z výsledků uvedených v předchozích kapitolách vyplývá, že je nutné provést následující opatření:

1. Do doby rekonstrukce je nutné omezit brzdné a rozjezdové síly na mostě zákazem. V takovém případě je možné most provozovat se stávající přechodností C2/55.
2. Provést instalaci dodatečných pevných ložisek v místě křížení podélníků s krajním příčnickem.
3. Provést úpravy na pilíři – viz kapitola spodní stavba.

2.1.10.2 PŘEDBĚŽNÝ NÁVRH DODATEČNÝCH PEVNÝCH LOŽISEK

Zde uvedený výpočet neslouží k realizaci rekonstrukce, na rekonstrukci musí být zpracována samostatná PD včetně statického posouzení konkrétního provedení. Cílem této kapitoly je pouze prokázat realizovatelnost opatření.

Protože se jedná o předběžný posudek, jsou reakce z modelu získány při stejné tuhosti ložisek stávajících i dodatečných. V dalším stupni PD je nutné toto prověřit na základě modelu se zadanými tuhostmi uložení dle výsledně navržené konstrukce.

V tomto návrhu se počítá se společným ložiskem vždy pro obě pole pod levým, resp. pravým podélníkem, tedy síly z původních ložisek pole 1 a 2 se při účincích na jedno dodatečné ložisko sčítají.

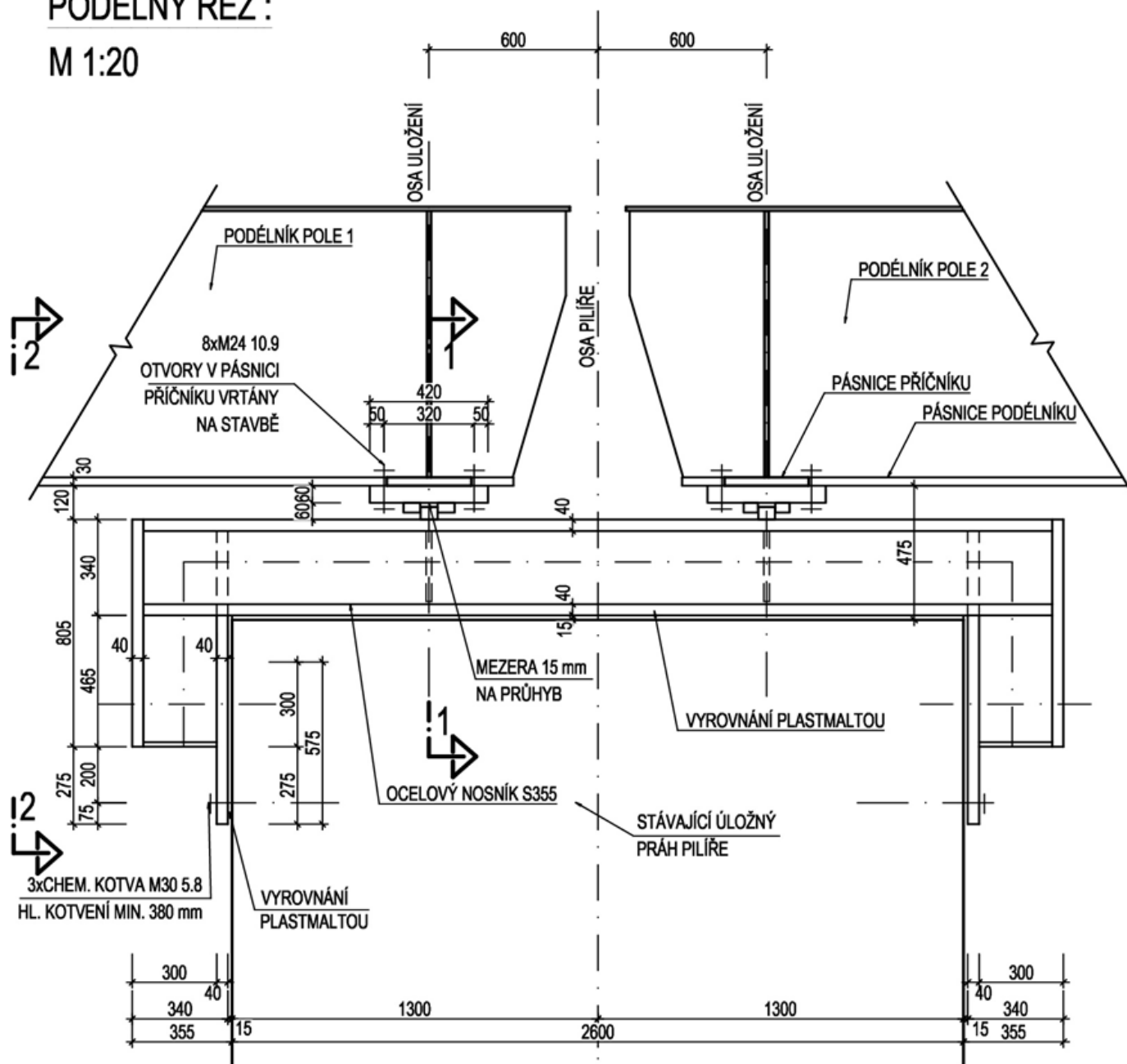
Podélné vodorovné reakce v ložisku kN:

POLE	ZATĚŽOVACÍ STAV	PODÉLNÁ REAKCE (char.)	SOUČINITEL ZATÍŽENÍ	SOUČINITEL KOMBINACE	PODÉLNÁ REAKCE (návrh.)
1	ZS 22 (B)	348.6	1.30	1.0	453.2
	ZS42 (VÍTR)	137.3	1.35	0.75	139.0
2	ZS 22 (B)	413.8	1.30	1.0	537.9
	ZS42 (VÍTR)	172.0	1.35	0.75	174.2
CELKEM					1304.3

Návrhová společná podélná reakce pro obě pole pod levým, resp. pravým podélníkem je tedy 1304.3kN. Následující posouzení neobsahuje všechny potřebné posouzení, jsou posouzeny pouze nezbytné části, nutné pro ověření reálnosti návrhu. Podrobné posouzení je nutné provést v dalším stupni dokumentace. Některé z dimenzí jsou odhadnuty a mohou se v závislosti na následném posouzení měnit. Svary konstrukce nejsou v tomto stupni posouzeny.

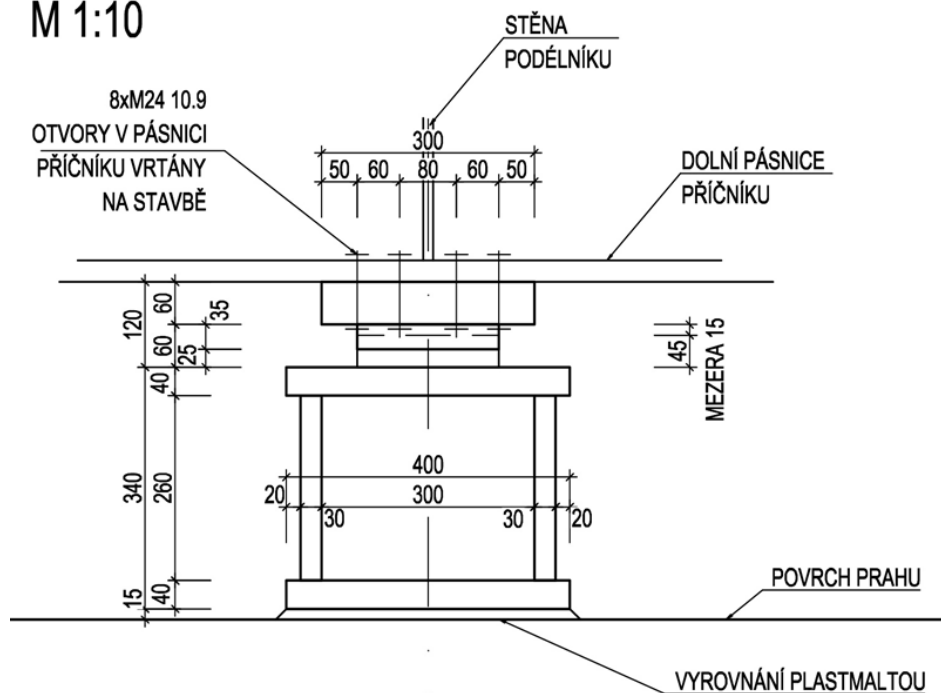
PODÉLNÝ ŘEZ :

M 1:20



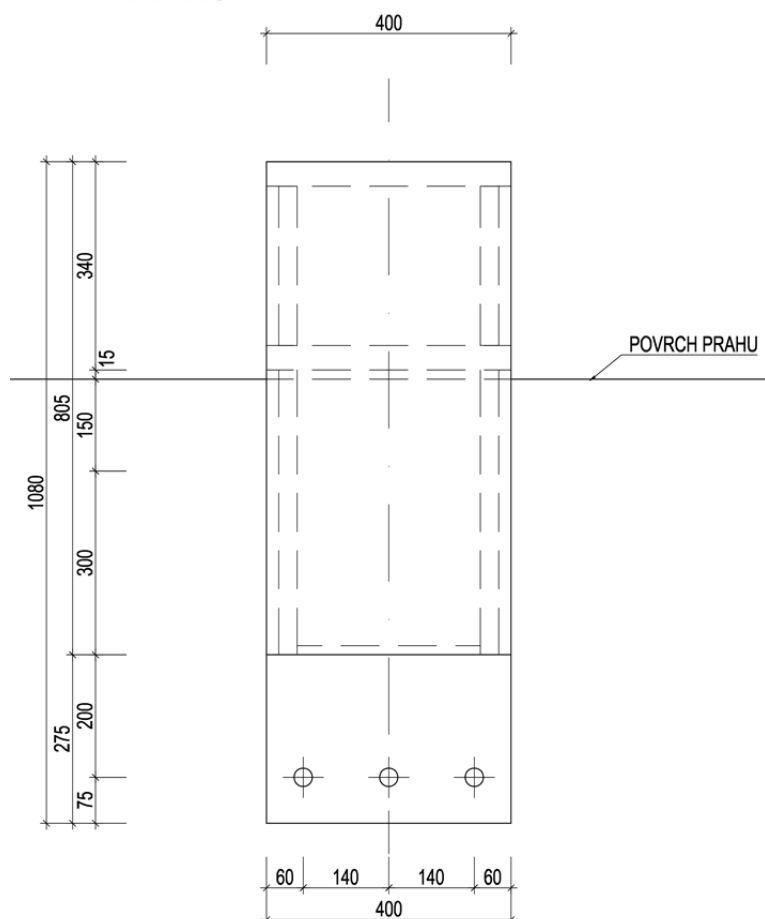
ŘEZ 1:1 :

M 1:10



ŘEZ 2-2 :

M 1:10

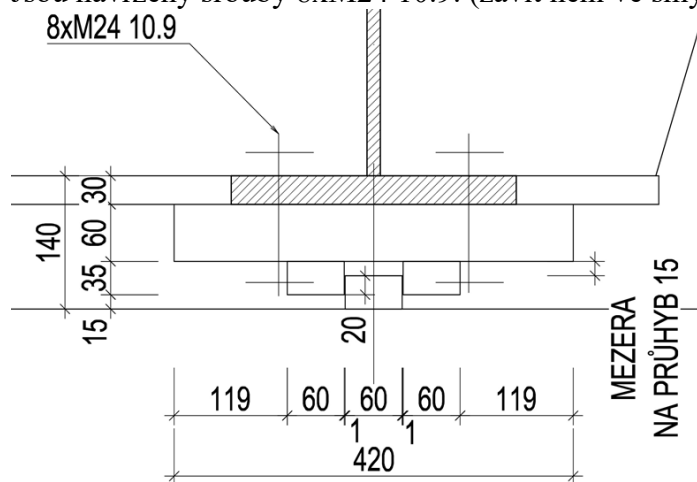


2.1.10.2.1 POSOUZENÍ ŠROUBOVÉHO PŘÍPOJE LOŽISKA K DOLNÍ PÁSNICI PŘÍČNÍKU

Připojení ložiska je navrženo jako šroubové. Síla působící na přípoj (bezpečně dle většího pole 2)

$$F_{Ed} = 537.9 + 174.2 = 712.1 \text{ kN}$$

Jsou navrženy šrouby 8xM24 10.9. (závit není ve smykové ploše)



Posouzení šroubů ložiska -horní deska							
Síla na kotvení							
F _{x,Ed} =	712.1	kN	vodorovná síla				
F _{z,Ed} =	0.0	kN	svislá síla				
h=	85.0	mm	rameno vodorovné síly				
d=	370.0	mm	vzdálenost těžiště šroubů od protilehlé hrany				
c=	420.0	mm	délka ložiska				
b=	300.0	mm	šířka ložiska				
M _{y,Ed} =	60.5	kNm	ohybový moment				
f _y =	235.0	MPa	mez kluzu desky/pásnice				
γ _{M0} =	1.00	-	součinitel materiálu				
x=	2.3	mm	tlačená výška				
F _{t,Ed} =	164.1	kN	tahová síla ve skupině šroubů				
Posouzení šroubového připoje - běžný spoj							
ocel	10.9						
d=	24.0	mm	průměr šroubu				
v závitu	NE	(ANO/NE)					
hlava	N	(V/N)					
t=	30	mm	tloušťka plechu				
t _p =	0	mm	tloušťka vložky				
d ₀ =	26	mm	průměr díry				
e ₁ =	50	mm	vzdálenost od okraje				
p ₁ =	200	mm	rozteč				
e ₂ =	50	mm	vzdálenost od okraje				
p ₂ =	60	mm	rozteč				
f _u =	360.0	MPa	mez pevnosti plechu				
γ _{M2} =	1.25	-	součinitel materiálu				
F _{v,Ed} =	89.0	kN	síla na střiž jednoho šroubu				
F _{b,Ed} =	89.0	kN	síla na otláčení jednoho šroubu				
F _{t,Ed} =	41.0	kN	tahová síla na jeden šroub				
d ₁ =	39.98	mm	průměr opsané kružnice hlavy šroubu nebo matice				
d ₀ =	36.00	mm	průměr vepsané kružnice hlavy šroubu nebo matice				
d _m =	37.99	mm	střední průměr kružnice				
n=	8	ks	počet šroubů				
A _s =	353.0	mm ²	plocha jádra šroubu				
A=	452.0	mm ²	plocha šroubu				
f _{ub} =	1000.0	MPa	mez pevnosti šroubu				
β _p =	1.00	-	redukční součinitel vložky				
F _{v,Rd} =	217.0	kN	únosnost šroubu ve střiž				
F _{b,Rd} =	203.5	kN	únosnost v otláčení				
F _{t,Rd} =	254.2	kN	únosnost šroubu v tahu v závit				
F _{t,Rd} =	325.4	kN	únosnost šroubu v tahu v dřívku				
B _{p,Rd} =	618.7	kN	únosnost šroubu v protlačení				
tah+střiž	0.500	-	kombinace střiž a tahu				
F _{v,Ed} =	89.0	kN	<	F _{v,Rd} =	217.0	kN	VYHOVUJ
F _{v,Ed} =	89.0	kN	<	F _{b,Rd} =	203.5	kN	VYHOVUJ
F _{t,Ed} =	41.0	kN	<	F _{t,Rd} =	254.2	kN	VYHOVUJ
F _{t,Ed} =	41.0	kN	<	B _{p,Rd} =	618.7	kN	VYHOVUJ
kombinace	0.500	-	<	mez	1.0	-	VYHOVUJ



2.1.10.2 POSOUZENÍ SMYKOVÉ ZARÁŽKY

Posouzen tlak na ploše zarážky.

Styčná plocha je 20x200 mm, ocel S355, tl 335 MPa (tl 60 mm)

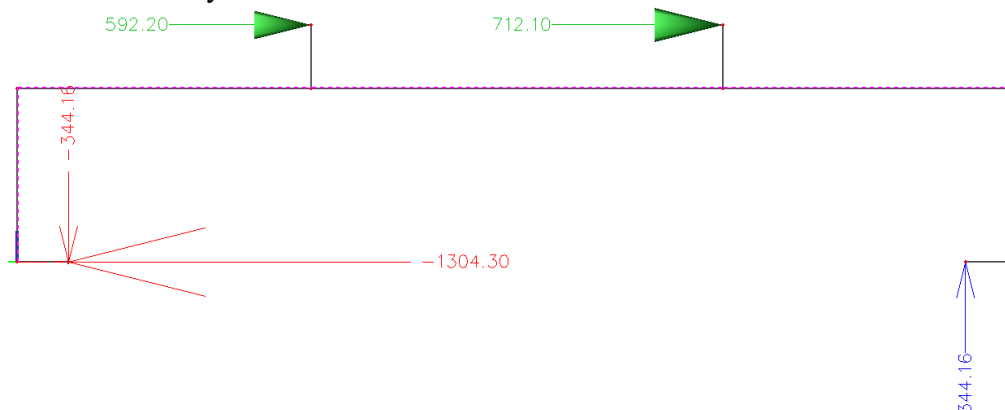
$F_{Ed}=712.1$ kN

$F_{Rd}=20*200*335/1000=1340$ kN > $F_{Ed}=712.1$ kN => vyhovuje

2.1.10.2.3 POSOUZENÍ KOTVENÍ NOSNÍKU LOŽISKA K PRAHU

Předpokládá se, že se z ložiskového nosníku přenáší podélná síla do úložného prahu pouze tlakem.

Reakce v místě uchycení:



Tlaková síla je 1304.3 MPa. Předpokládá se roznos na plochu 400x300 mm. Pevnost betonu prahu C20/25 je $f_{ck}=20$ MPa.

Prostá únosnost je tedy $F_{Rd}=400*300*20/1.5/1000=1600$ kN > $F_{Ed}=1304.3$ kN => vyhovuje

Pro zachycení smykových sil $F_{Ed}=344.2$ kN jsou navrženy 3 ks kotev M30. Posouzení je provedeno v HILTI profis. Program neumožňuje zadat větší výztuž než pr. 16 mm. Ve skutečnosti je dle podkladů pilíř vyztužen třmínky střídavě po 100 mm z oceli V pr. 25 a 20.

1 Vstupní data

Typ a velikost kotvy:	HIT-RE 500 V4 + HAS-U 5.8 M30
Předpokládaná životnost (životnost v letech):	50
Číslo artiklu:	není dostupné (vložit) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (chemická hmota)
Seizmický/Plnicí set nebo jiné vhodné řešení pro vyplnění prstencových mezer	
Efektivní kotvení hloubka:	$h_{ef,opt} = 380,0$ mm ($h_{ef,limit} = 600,0$ mm)
Materiál:	5.8
Certifikát č.:	ETA 20/0541
Vydáný / Platný:	09.06.2023 -
Posouzení:	Návrhová metoda EN 1992-4, Chemické
Distanční montáž:	$e_o = 0,0$ mm (bez distanční montáže); $t = 12,0$ mm
Kotevní deska ^R :	$l_x \times l_y \times t = 450,0$ mm x 550,0 mm x 12,0 mm; (Doporučená tloušťka kotevní desky: nepočítána)
Profil:	IPBi/HEA profil, IPBi 140 / HE 140 A; ($V \times \bar{S} \times T \times T$) = 133,0 mm x 140,0 mm x 5,5 mm x 8,5 mm
Základní materiál:	s trhlinami beton, C20/25, $f_{c,cyl} = 20,00$ N/mm ² ; $h = 2\,000,0$ mm, teplota krátkodobá/dlouhodobá: 40/24 °C, Uživatelem definovaný parciální bezpečnostní součinitel materiálu $\gamma_c = 1,500$
Montáž:	Kotevní otvor vrtán jádrově se zdrsněním, montážní podmínky: beton nasycený vodou
Výztuž:	Žádná výztuž nebo osová vzdálenost výztuže ≥ 150 mm (jakýkoliv \varnothing) nebo ≥ 100 mm ($\varnothing \leq 10$ mm) Žádná podélná výztuž okraje Doplňková výztuž pro okraj x+: Uzavřený třmen $\varnothing 16,0$ mm//100,0 mm, $f_{yk,re} = 420,00$ N/mm ² , $\beta = 0\%$ Povrchová výztuž okraje x+: $\varnothing 16,0$ mm, $f_{yk,re} = 420,00$ N/mm ² , $\beta = 0\%$ Směr betonáže: z+ Tolerance: 0,0 mm



^R - Výpočet kotvy je proveden na základě předpokladu tuhé kotevní desky.

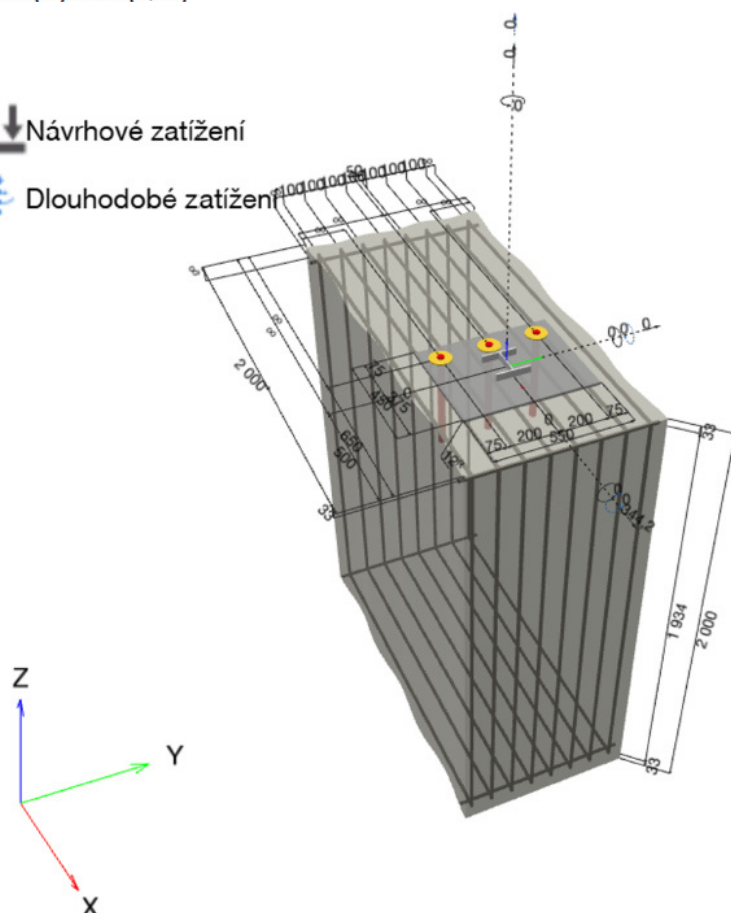
Geometrie [mm] & Zatížení [kN, kNm]



Návrhové zatížení



Dlouhodobé zatížení



1.1 Kombinace zatížení

Stav	Popis	Síly [kN] / Momenty [kNm]	Seizmický	Požár	Max. využití kotvy [%]
1	Kombinace 1	$N = 0,000; V_x = 344,200; V_y = 0,000;$ $M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;$ $N_{suz} = 0,000; M_{x,suz} = 0,000; M_{y,suz} = 0,000;$	Ne	ne	100

2 Zatěžovací stav/Výsledné síly na kotvu

Reakce kotvy [kN]

Tahová síla: (+ Tah, - Tlak)

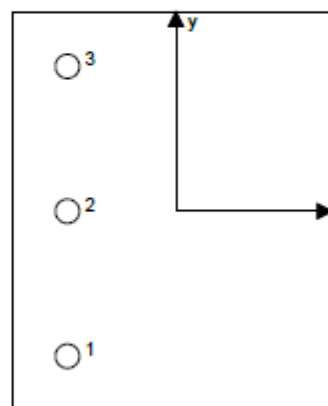
Kotva	Tahová síla	Smyková síla	Smyková síla x	Smyková síla y
1	0,000	114,733	114,733	0,000
2	0,000	114,733	114,733	0,000
3	0,000	114,733	114,733	0,000

max. tlakové přetvoření betonu: - [%]

max. tlakové napětí v betonu: - [N/mm²]

výsledná tahová síla v (x/y)=(-/-): 0,000 [kN]

výsledná tlaková síla v (x/y)=(+/-): 0,000 [kN]



Kotevní síly jsou vypočítány na základě předpokladu tuhé kotevní desky.

4 Smykové zatížení (EN 1992-4, kap. 7.2.2)

	Zatížení [kN]	Únosnost [kN]	Využití β_v [%]	Stav
Porušení oceli (bez distanční montáže)*	114,733	134,688	86	OK
Porušení oceli (s distanční montáží)*	Není k dispozici	Není k dispozici	Není k dispozici	Není k dispozici
Porušení vylomením betonu**	344,200	344,585	100	OK
Porušení okraje betonu ve směru **	Není k dispozici	Není k dispozici	Není k dispozici	Není k dispozici
Porušení oceli podélné výztuže, hrana x+**	4,929	73,431	7	OK
Selhání oceli výztuže, kraj x+**	60,830	73,431	83	OK
Kotvení výztuže uvnitř betonového kuželu, hrana x+**	60,830	63,892	96	OK

* nejnepříznivější kotva ** skupina kotev (rovnocenné kotvy)

4.1 Porušení oceli (bez distanční montáže)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabulka 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
168,360	1,000	168,360	1,250	134,688	114,733

4.2 Porušení vylomením betonu (relevantní k vytažení)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,cp}} \quad \text{EN 1992-4, Tabulka 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_s \cdot \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_s	$f_{c,eff}$ [N/mm ²]	
1 755 600	1 299 600	570,0	1 140,0	1,500	20,00	
$e_{a1,V}$ [mm]	$\Psi_{ac1,N}$	$e_{a2,V}$ [mm]	$\Psi_{ac2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	$\Psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
7.700	255,083	1,500	344,585	344,200		

ID skupiny kotev



4.3 Využití výztuže - smyk (EN 1992-4 část 7.2.2.2 a 7.2.2.6)

Koeficient excentricity smykového zatížení

$$N_{Ed,18} = V_{Ed} \cdot \left(\frac{e_s}{z} + 1 \right)$$

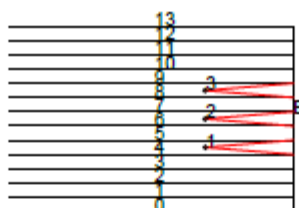
$$e_s = e_c + \frac{t}{2} + c + \frac{d_{s,18}}{2}$$

$$z = 0,85 \cdot d$$

$$d = h - c - \frac{d_{s,18}}{2} \leq \min(2 \cdot h_{ef}, 2 \cdot c_1)$$

e_c [mm]	t [mm]	c [mm]	$d_{s,18}$ [mm]	e_s [mm]
0,0	12,0	25,0	16,0	39,0
h [mm]	d [mm]	h_{ef} [mm]	c_1 [mm]	
2 000,0	760,0	380,0	650,0	
z [mm]	$\frac{e_s}{z} + 1$			
646,0	1,060			

Model náhradní příhradoviny



Síly ve výztuži

Výztuž	Typ	Tahová síla [kN]
E (povrchová výztuž)	Rovná	4,929
0	Uzavřený třmen	0,000
1	Uzavřený třmen	0,000
2	Uzavřený třmen	0,000
3	Uzavřený třmen	0,000
4	Uzavřený třmen	60,830
5	Uzavřený třmen	60,830
6	Uzavřený třmen	60,830
7	Uzavřený třmen	60,830
8	Uzavřený třmen	60,830
9	Uzavřený třmen	60,830

Výztuž	Typ	Tahová síla [kN]
10	Uzavřený třmen	0,000
11	Uzavřený třmen	0,000
12	Uzavřený třmen	0,000
13	Uzavřený třmen	0,000

Nejnepříznivější tolerance: 0,0 mm

4.3.1 Porušení oceli podélné výztuže, hrana x+

$$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$$

$$N_{Rk,re} = K_{10} \cdot A_{s,re} \cdot f_{yk,re}$$

$d_{s,re}$ [mm]	K_{10}	$A_{s,re}$ [mm ²]	$f_{yk,re}$ [N/mm ²]	
16,0	1,00	201	420,00	
$N_{Ed,re}$ [kN]	$N_{Rk,re}$ [kN]	$\gamma_{Ms,re}$	β_{re} [%]	$N_{Rd,re}$ [kN]
4,929	84,446	1,150	0	73,431

4.3.2 Selhání oceli výztuže, kraj x+

$$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$$

$$N_{Rk,re} = K_{10} \cdot A_{s,re} \cdot f_{yk,re}$$

$d_{s,re}$ [mm]	K_{10}	$A_{s,re}$ [mm ²]	$f_{yk,re}$ [N/mm ²]	
16,0	1,00	201	420,00	
$N_{Ed,re}$ [kN]	$N_{Rk,re}$ [kN]	$\gamma_{Ms,re}$	β_{re} [%]	$N_{Rd,re}$ [kN]
60,830	84,446	1,150	0	73,431

4.3.3 Kotvení výztuže uvnitř betonového kuželu, hrana x+

$$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,a}$$

$$N_{Rd,a} = \frac{l_t \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \leq N_{Rd,re}$$

l_t [mm]	$d_{s,re}$ [mm]	c_t [mm]	f_{bd} [N/mm ²]
591,7	16,0	650,0	1,62
α_1	α_2	β_{re} [%]	
1,000	0,756	0	
$N_{Ed,re}$ [kN]	$N_{Rd,a}$ [kN]		
60,830	63,892		



Délka přesahu mimo předpokládaný vytržený kužel

Přenos sil z výztuže dále do konstrukce musí být ověřen odpovědným statikem.

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_{3,5} \cdot \alpha_8 \cdot l_{b,req} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_{3,5} \cdot \alpha_8 \cdot \frac{d_{s,req}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd,req}}{f_{bd}} \geq l_{0,min}$$

$$l_{0,min} = \max(0,3 \cdot \alpha_8 \cdot l_{b,req}, 15 \cdot d_{s,req}, 200,0 \text{ mm})$$

$$l_{b,req} = \frac{d_{s,req}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd,req}}{f_{bd}}$$

α_1	α_2	$\alpha_{3,5}$	α_8
0,700	0,700	1,000	1,500
$\sigma_{sd,req} [\text{N/mm}^2]$	$\beta_{req} [\%]$	$l_0 [\text{mm}]$	$l_{0,min} [\text{mm}]$
302,54	0	547,5	335,2

5 Posuny (nejvíce zatížená kotva)

Krátkodobé zatížení:

$N_{Sk} = 0,000 [\text{kN}]$	$\delta_N = 0,0000 [\text{mm}]$
$V_{Sk} = 84,988 [\text{kN}]$	$\delta_V = 2,5496 [\text{mm}]$
	$\delta_{NV} = 2,5496 [\text{mm}]$

Dlouhodobé zatížení:

$N_{Sk} = 0,000 [\text{kN}]$	$\delta_N = 0,0000 [\text{mm}]$
$V_{Sk} = 84,988 [\text{kN}]$	$\delta_V = 4,2494 [\text{mm}]$
	$\delta_{NV} = 4,2494 [\text{mm}]$

Poznámka: Posuny vlivem tahové síly jsou platné při poloviční hodnotě předepsaného utahovacího momentu pro bez trhlin beton! Smykové posuny jsou platné za předpokladu žádného tření mezi betonem a kotevní deskou! Mezery mezi kotvou a vrtaným kotevním otvorem a mezery mezi kotvou a otvorem v kotevní desce nejsou v tomto výpočtu zahrnuty!

Přípustné posuny kotev závisí na připevňované konstrukci a musejí být definovány projektantem!

6 Upozornění

- S přerozdělením zatížení na jednotlivé kotvy vlivem elastických deformací kotevní desky se neuvažuje. Předpokládá se natolik tuhá kotevní deska, u které při zatěžování nedochází k deformacím! Musí být zkontrolováno, zda jsou vstupní data a výsledky v souladu s aktuálními podmínkami a zda jsou věrohodné!
- Posouzení přenosu zatížení do základního materiálu musí být provedeno podle EN 1992-4, Příloha A!
- Návrh je platný pouze když velikost otvorů pro kotvy v kotevní desce není větší než velikosti uvedené v EN 1992-4 tabulka 6.1! Pro větší kotevní otvory postupujte podle EN 1992-4 část 6.2.2!
- Seznam příslušenství v tomto protokolu slouží pouze jako informace uživateli. V každém případě je třeba dodržovat návod k použití dodávaný s výrobkem, aby byla zajištěna správná instalace.
- Pro stanovení $\psi_{req,V}$ (selhání okraje betonu) je min. krytí betonu určeno v Nastavení návrhu - Min. krycí vrstva betonu.
- Charakteristická pevnost lepicí hmoty (soudržnost) závisí na krátkodobých a dlouhodobých teplotách.
- Okrajová výztuž není požadována pro zabránění porušení rozštěpením.
- Návrh je platný pouze pokud jsou v otvoru vyplněné mezery, mezery podle EN 1992-4 tabulka 6.1
- Charakteristická odolnost spoje závisí na údržbě a životnosti (životnosti v letech): 50



Hilti PROFIS Engineering 3.0.95

www.hilti.cz

Společnost:
Adresa:
Telefon / fax: |
Návrh: beton - 5. čvn 2024
Dílčí projekt / pozice č.:

Strana: 10
Projektant:
E-mail:
Datum: 05.06.2024

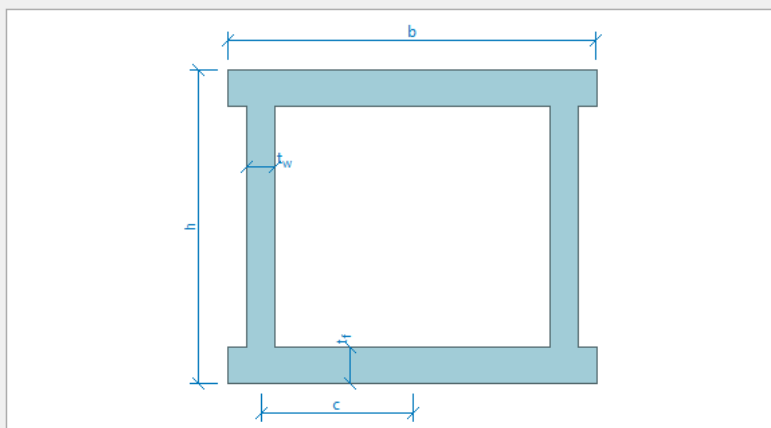
Upevnění je bezpečné!



2.1.10.2.4 POSOUZENÍ NOSNÍKU LOŽISKA

Posouzení nosníku je provedeno v programu FIN. Průběhy vnitřních sil byly stanoveny na modelu (viz předchozí kapitola) v Scia. Ocel S355. O dimenzích nosníku nerozhoduje jeho namáhání ale požadovaná deformace. Jako přípustná deformace v místě uložení se v mezním stavu použitelnosti byla navržena hodnota 2 mm.

Popis průřezu	
název	II-průřez 400x340
poznámka	
Rozměry průřezu	
výška průřezu	h = 340.0 mm
šířka průřezu	b = 400.0 mm
tloušťka stojiny	t _w = 30.0 mm
tloušťka pásnice	t _f = 40.0 mm
vzdálenost vnitřní osy stojiny od vnitřní osy průřezu	c = 165.0 mm



Výpočet smykové únosnosti ve směru osy z

Smyková plocha $A_{v,z} = 1.560E04 \text{ mm}^2$

Smyková únosnost průřezu $V_{pl,Rd,z} = 3197.366 \text{ kN}$

Smyková únosnost při boulení:

ve směru osy z:

$d/t_w = 8.7 < 56.1$

Boulení stojiny průřezu nemusí být posuzováno

Smyková únosnost při boulení $V_{ba,Rd,z} = 3197.366 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost ve smyku $V_{Rd,z} = 3197.366 \text{ kN}$

Výpočet únosnosti v ohybu od momentu M_z

$V_z \leq 0.5 \cdot 3197.366 \text{ kN} \Rightarrow$ "malý smyk" ve směru osy z

$V_y \leq 0.5 \cdot 6558.699 \text{ kN} \Rightarrow$ "malý smyk" ve směru osy y

Plastický průřezový modul $W_{pl,z} = 5.774E06 \text{ mm}^3$

Moment únosnosti průřezu $M_{c,Rd,z} = 2049.770 \text{ kNm}$

Výpočtový moment únosnosti $M_{c,Rd,z} = 2049.770 \text{ kNm}$

Posouzení smykové únosnosti

Veličina	Zatížení	Únosnost	Využití	
V_z	344.160 kN	3197.366 kN	10.8 %	Vyhovuje
V_y	0.000 kN	6558.699 kN	0.0 %	Vyhovuje

Posouzení kombinace osových sil a ohybových momentů

Posudek nejnepríznivější kombinace prostého tahu a ohybu:

Posouzení pro vzpěr Y:

$|0.077 + 0.344 + 0.0| = 0.421 < 1 \Rightarrow$ Vyhovuje

3 ČÁST 3 – SPODNÍ STAVBA

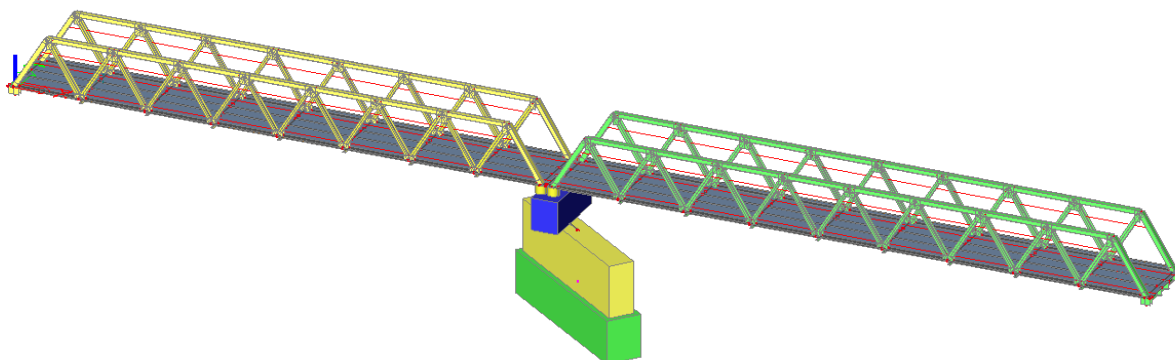
3.1 VŠEOBECNĚ

Na základě požadavku zadavatele se zatížitelnost spodní stavby (opěr) nemá stanovovat u opěr. Lze konstatovat, že s ohledem na technický stav opěry nerozhodují o zatížitelnosti mostu.

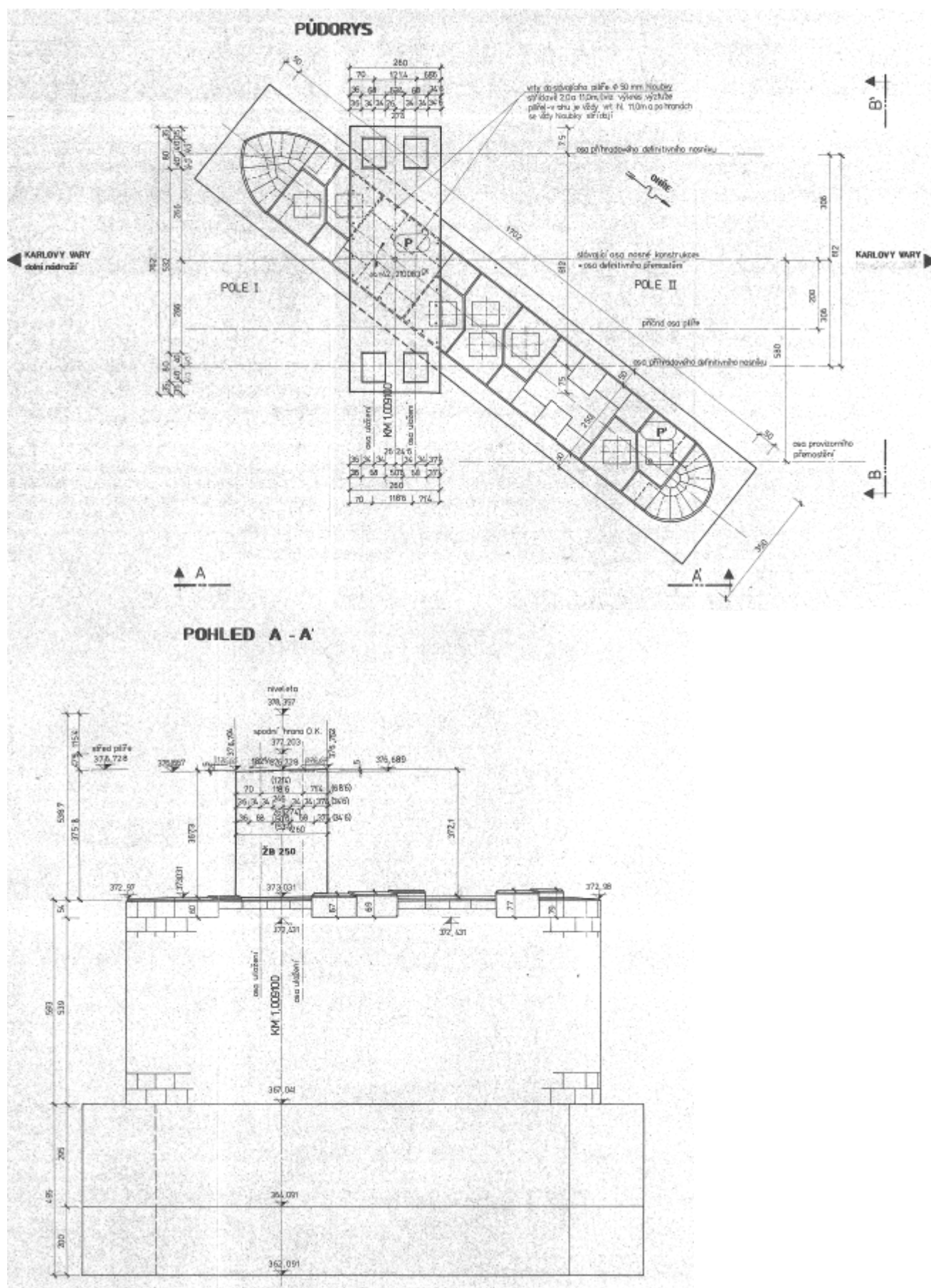
U pilíře se má provést přepočet.

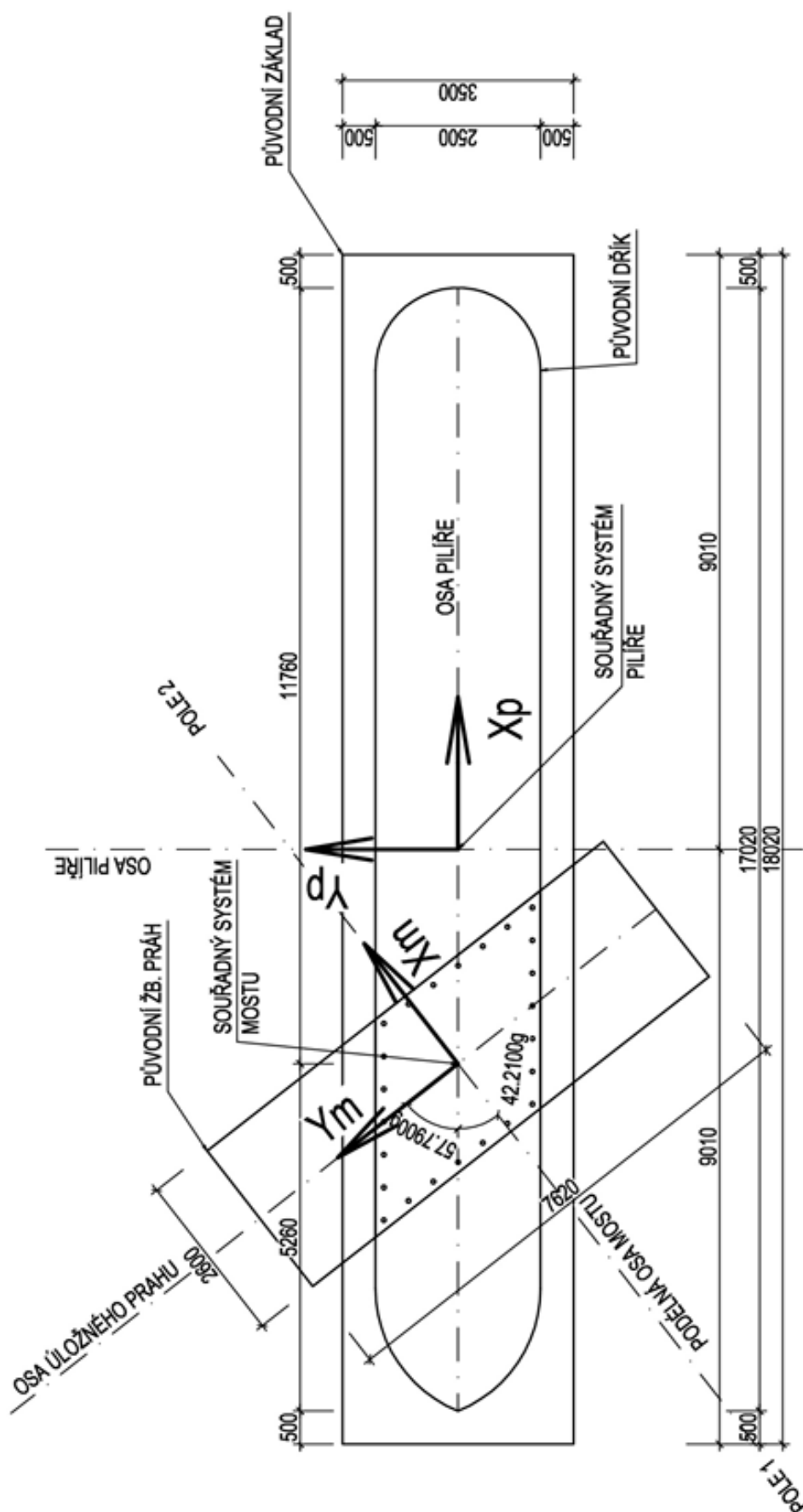
3.2 POSOUZENÍ STÁVAJÍCÍHO STAVU PILÍŘE

Vzhledem k poměrně složitému uložení konstrukce na pilíři byl pro posouzení pilíře vytvořen model s oběma mostními poli a s pilířem ve Scia. Kombinace byly vytvořeny přímo v programu.



V modelu byly ověřeny síly v pilíři získané ručním výpočtem v excelu. Pro posouzení v jednotlivých úrovních pilíře byla získána vždy matice sil v dané úrovni. Vzhledem ke složitosti posudku (šikmý ohyb s tlakem) a různým souřadným systémům mostu a pilíře byla výsledná zatížitelnost mostu určena iterací přímo v posuzovacím programu. Vzhledem k umístění svislého zatížení z mostu na pilíři je vliv tlaku vodního proudu s ohledem na ohybový moment na pilíř příznivý (působí proti momentu od reakcí z mostu) a je proto zanedbán. Rovněž je zanedbán vzhledem k výšce pilíře i tlak větru na vlastní pilíř. Vztlak vody na potopené části pilíře je uvažován.





3.2.1 SÍLY VE STŘEDU ÚLOŽNÉHO PRAHU NA HORNÍM POVRCHU

VÝPOČET SIL VE STŘEDU HORNÍHO POVRCHU ÚLOŽNÉHO PRAHU - SOUŘADNÝ SYSTÉM MOSTU									
POPIS		VÝPOČET	STŘED ÚL. PRAHU - ÚROVEŇ HORNÍHO POVRCHU PRAHU						
			F _{KM}	F _{VM}	F _{ZM}	M _{KM}	M _{VM}	M _{ZM}	
ZS11 - VLASTNÍ VÁHA NOK	POLE 1	hmotnost pole 181312 kg: F _z =1813.1/2=-906.560 kN vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =906.560 *0.600=- 546.936 kNm	0.000	0.000	-906.560	0.000	-543.936	0.000	
	POLE 2	hmotnost pole 213992 kg: F _z =2139.9/2=-1069.950kN vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =1069.950*0.600=-641.976 kNm	0.000	0.000	-1069.960	0.000	641.976	0.000	
ZS12 - ŽELEZNIČNÍ SVRŠEK	POLE 1	vl tíha 2.7 kN/m, délka pole 53.900 m: F _z =2.7*53.9/2=- 72.765 kN vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =72.765 *0.600=- 43.659 kNm	0.000	0.000	-72.765	0.000	-43.659	0.000	
	POLE 2	vl tíha 2.7 kN/m, délka pole 60.500 m: F _z =2.7*60.5/2=- 81.675 kN vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =81.675*0.600=-49.005 kNm	0.000	0.000	-81.675	0.000	49.005	0.000	
ZS13 - KABELOVÉ VEDENÍ	POLE 1	vl tíha 0.5 kN/m, délka pole 53.900 m: F _z =0.5*53.9/2=- 13.475 kN vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =-13.475 *0.600=- 8.085 kNm vzd. zatížení od osy prahu 3500 mm: M _x =-13.475 *3.500=- 47.163 kNm	0.000	0.000	-13.475	-47.163	-8.085	0.000	
	POLE 2	vl tíha 0.5 kN/m, délka pole 60.500 m: F _z =0.5*60.5/2=- 15.125 kN vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =15.125*0.600=-9.075 kNm vzd. zatížení od osy prahu 3500 mm: M _x =15.125 *3.500=- 52.938 kNm	0.000	0.000	-15.125	-52.938	9.075	0.000	
ZS21a - ZATÍŽENÍ LM71	POLOHA - MIN M _y	při zatížení pole 1: F _z =-(250*(53.3+51.7+50.1+48.5)+80*47.7*72/52.8=- 2687.720 kN vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =-2687.720 *0.600=- 1612.632 kNm	0.000	0.000	-2687.720	0.000	-1612.632	0.000	
	POLOHA - MAX M _y	při zatížení pole 2: F _z =-(250*(59.9+58.3+56.7+55.1)+80*54.3*54.3/2)/59.4=- 2953.529 kN vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =2953.529 *0.600=-1772.117 kNm	0.000	0.000	-2953.529	0.000	1772.117	0.000	
	POLOHA MIN F _z	při zatížení pole 1: F _z =(250*(53.3+51.7)+80*50.9*50.9/2)/52.8=- 2459.894 kN při zatížení pole 2: F _z =(250*(58.5+56.9)+80*56.1*56.1/2)/59.4=- 2605.024 kN celkem F _z =(2459.894+2605.024)=-5064.918 kN	0.000	0.000	-5064.918	0.000	87.078	0.000	
		vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =(- 2459.894+2605.024) *0.600=- 87.078 kNm							
ZS21a - ZATÍŽENÍ 0.5LM71	POLOHA MIN F _z	při zatížení pole 1: F _z =40*53.800/2=- 1076.0kN při zatížení pole 2: F _z =40*60.400/2=- 1208.0kN celkem F _z =(269.0+302.0)=-571.0 kN	0.000	0.000	-2284.000	0.000	79.200	0.000	
ZS21c - NEZATÍŽENÝ VLAK	POLOHA MIN F _z	vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =(- 1076.0+1208.0) *0.600=- 19.8 kNm							
		při zatížení pole 1: F _z =10*53.800/2=- 269.0kN při zatížení pole 2: F _z =10*60.400/2=- 302.0kN celkem F _z =(269.0+302.0)=-571.0 kN	0.000	0.000	-571.000	0.000	19.800	0.000	
ZS22 - ROZJEZDOVÉ A BRZDNÉ SÍLY (ROZHODUJE BRZDNÁ SÍLA 20kN/m) - KLDNÝ SMĚR X	POLE 1	vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =(- 269.0+302.0) *0.600=- 19.8 kNm							
		délka pole 53.800 m: F _x =20.0*53.8=-1076.0 kN vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm F _z =-1076.0*1.180/52.8=-24.047 kN	1076.000	0.000	-24.047	0.000	469.772	0.000	
	POLE 2	vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =1076.0*0.450-24.047*0.6=-469.772 kNm							
		délka pole 60.400 m: F _x =20.0*60.4=-1208.0 kN vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm F _z =-1208.0*1.180/59.4=-23.997 kN	1208.000	0.000	23.997	0.000	529.202	0.000	
ZS22 - ROZJEZDOVÉ A BRZDNÉ SÍLY (ROZHODUJE BRZDNÁ SÍLA 20kN/m) - ZÁPORNÝ SMĚR X	POLE 1	vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =1208.0*0.450-23.997*0.6=-529.202 kNm							
		délka pole 53.800 m: F _x =20.0*53.8=-1076.0 kN vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm F _z =1076.0*1.180/52.8=-24.047 kN	-1076.000	0.000	24.047	0.000	-469.772	0.000	
	POLE 2	vzd. ložisek od osy prahu 600 mm: M _y =-1076.0*0.450+24.047*0.6=-469.772 kNm							
		délka pole 60.400 m: F _x =20.0*60.4=-1208.0 kN vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm F _z =-1208.0*1.180/59.4=-23.997 kN	-1208.000	0.000	-23.997	0.000	-529.202	0.000	
ZS23 - BOČNÍ RÁZ - KLDNÝ SMĚR Y	POLE 1+2	F _y =100 kN vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm M _x =100.0*(1.180+0.450)=- 163.0 kNm	0.000	100.000	0.000	-163.000	0.000	0.000	
ZS23 - BOČNÍ RÁZ - ZÁPORNÝ SMĚR Y	POLE 1+2	F _y =- 100 kN vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm M _x =100.0*(1.180+0.450)=163.0 kNm	0.000	-100.000	0.000	163.000	0.000	0.000	
ZS24 - ODSŘEDIVÁ SÍLA (pro rychlost 55 km/h - bezpečné brány dvě soustavy sil)	POLE 1	poloměr 750 mm, násobek vstřísk síly 0.032, působí 22.2 m od uložení na O1 vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm vzdálenost působisté 1800 mm od temene kolejnice F _y =0.032*(250*(22.2+20.6+19.0+17.4)+80*16.6*16.6/2)/52.8=-18.680 kN M _x =- 18.680*(1.800+1.180+0.450)=- 64.073 kNm	0.000	18.680	0.000	-64.073	0.000	-11.208	
		poloměr 400 mm, násobek vstřísk síly 0.060, působí 23.8 m od uložení na O2 vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm vzdálenost působisté 1800 mm od temene kolejnice F _y =0.060*(250*(23.8+22.2+20.6+19.0)+80*18.2*18.2/2)/59.4= 35.0 kN M _x =- 18.680*(1.800+1.180+0.450)=- 120.049 kNm	0.000	35.000	0.000	-120.049	0.000	21.000	
	POLE 2	šířka zatížení plochy vlevo: 1620 mm, těžiště plochy 3010 mm od osy mostu F _z =- 5.0*1.620*53.8/2=- 217.890kN M _x =3.01*217.890=- 655.849 kNm M _y =217.890*0.6=-130.734 kNm	0.000	0.000	-217.890	-655.849	-130.734	0.000	
		šířka zatížení plochy vlevo: 1220 mm, těžiště plochy 2810 mm od osy mostu F _z =- 5.0*1.220*53.8/2=- 164.090 kN M _x =2.810*164.090=-661.093 kNm M _y =- 164.090*0.6=- 98.454 kNm	0.000	0.000	-164.090	461.093	-98.454	0.000	
ZS31 - REVIZNÍ CHODNÍK	POLE 2 - VLEVO	šířka zatížení plochy vlevo: 1620 mm, těžiště plochy 3010 mm od osy mostu F _z =- 5.0*1.620*60.4/2=- 244.620kN M _x =- 3.01*244.620=- 736.306 kNm M _y =244.620*0.6=-146.772 kNm	0.000	0.000	-244.620	-736.306	146.772	0.000	
		šířka zatížení plochy vlevo: 1220 mm, těžiště plochy 2810 mm od osy mostu F _z =- 5.0*1.220*60.4/2=- 184.220 kN M _x =2.81*184.220=-517.658kNm M _y =184.220*0.6=-110.532 kNm	0.000	0.000	-184.220	517.658	110.532	0.000	
	POLE 2 - VPRAVO	plocha nosné konstrukce vystavená větru 155.7 m2, tlak větru na kci 1.879 kN/m2, na vlak 1.814 kN/m2 poloha těžiště plochy ke nad temenem 2560 mm, těžiště plochy vlaku nad temenem 2000 mm vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm F _y =(155.7*1.879+4.0*53.8*1.814)/2= 341.467 kN M _x =- 341.467*(2.0+1.180+0.450)=- 1239.524 kNm	0.000	341.467	0.000	-1239.524	0.000	-204.880	
		plocha nosné konstrukce vystavená větru 176.8 m2, tlak větru na kci 1.879 kN/m2, na vlak 1.815 kN/m2 poloha těžiště plochy ke nad temenem 2580 mm, těžiště plochy vlaku nad temenem 2000 mm vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm F _y =(176.8*1.879+4.0*60.4*1.815)/2= 385.356 kN M _x =- 385.356*(2.0+1.180+0.450)=- 1398.841 kNm	0.000	385.356	0.000	-1398.841	0.000	231.213	
ZS42 - VÍTR NA KONSTRUKCI A VLAK (ZÁPORNÝ SMĚR Y)	POLE 1	plocha nosné konstrukce vystavená větru 155.7 m2, tlak větru na kci 1.879 kN/m2, na vlak 1.814 kN/m2 poloha těžiště plochy ke nad temenem 2560 mm, těžiště plochy vlaku nad temenem 2000 mm vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm F _y =(155.7*1.879+4.0*53.8*1.814)/2= 341.467 kN M _x =341.467*(2.0+1.180+0.450)=1239.524 kNm	0.000	-341.467	0.000	1239.524	0.000	204.880	
		plocha nosné konstrukce vystavená větru 176.8 m2, tlak větru na kci 1.879 kN/m2, na vlak 1.815 kN/m2 poloha těžiště plochy ke nad temenem 2580 mm, těžiště plochy vlaku nad temenem 2000 mm vzd. temene kolejnice od kloubu ložiska H1=1180 mm, vzdálenost kloubu ložiska od povrchu prahu H2= 450 mm F _y =(176.8*1.879+4.0*60.4*1.815)/2= 385.356 kN M _x =385.356*(2.0+1.180+0.450)=1398.841 kNm	0.000	-385.356	0.000	1398.841	0.000	-231.213	
	POLE 2	šířka zatížení plochy vlevo: 1620 mm, těžiště plochy 3010 mm od osy mostu F _z =- 5.0*1.620*53.8/2=- 217.890 kN M _x =3.01*217.890=- 655.849 kNm M _y =217.890*0.6=-130.734 kNm	0.000	0.000	-217.890	-655.849	-130.734	0.000	
		šířka zatížení plochy vlevo: 1220 mm, těžiště plochy 2810 mm od osy mostu F _z =- 5.0*1.220*53.8/2=- 164.090 kN M _x =2.810*164.090=-661.093 kNm M _y =- 164.090*0.6=- 98.454 kNm	0.000	0.000	-164.090	461.093	-98.454	0.000	



3.2.2 POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉ SPÁRY

Dle původních podkladů je pilíř založen na vrstvách zvětralého granitu. Dle zkoušek je pevnost horniny v prostém tlaku 9,9 MPa.

Výpočtovou únosnost $R_d = 0,1 \cdot 9900 = 990 \sim 1000$ kPa. Uvažuje se únosnost 1000 kPa - to odpovídá hodnotě uvažované v původním statickém výpočtu.

Úhel tření mezi horninou a základem je uvažován 30° .

56 612

- 43 -

Prvotní geologická dokumentace vrtu (kopané sondy)

8

PRACOVNÍ PRŮBĚH Křivka 60 151 07 PRAHA 5, Smíchov			Ústřední Název KARL VARY stavba 6		Zís. 86 8510 300		Sonda řís. J 661	
Zprac. Okolo RNDr. J. ZEMAN			Kóta terénu 367,75		2		měř. y 849 917 x 1010 473	
Vrt. míst. S. POLÁŠEK			Typ soupravy UGB 50 M		5		Hloubka v době od 2.11.1988	
Hloubka v m pod terénem			Kóta					
Dne (hod.)								
Hlad. podl. vody								
určena								
neustan.								

Dejtem podpisu a podpisu pracovníka, který dokumentoval sondu (je-li úsek) se připojí pod text písl. části popisu

Rozměr v m		Popis	VE BCC- 6 *	CSN 733050	ZNA
od	do				
1,00	1,00	NAVĚŠKA - Navěška odhad z hloubky, tahem		1	2
1,00	1,75	pravidelný stělní zátěžového vstupu	v	4	
1,75	2,90	hloubka (průměrná hloubka)	IV	5-6	
2,90	3,05	pravidelný stělní	v	4	
3,05	3,20	stělní tahem			
3,20	10,00	světelný pravidelný stělní, mřížkový (odlehlost 5-10 cm)	v	6	++

RNDr. J. Zeman

Zvláštní vzorky hornin

10

Zvláštní vzorky vody

11

Pozn.

2, 2-2, 3 H v. č. 3700

4, 1-4, 5 H v. č. 3689

(hloubka 80°)

* KLASIFIKACE HORNIN

PAC KATALAN PILOT



GEODINDUSTRIA s.p. OSBTP Cernovice
MECHANIKA ZEMIN

30.11.1988

VÝSLEDKY LABORATORNÍCH ZKOUSEK ZEMIN

NÁZEV UKOLU : KARLOVY VARY 6

ČÍSLO UKOLU : 01 88 1028

SONDA	J. 669	J. 661	J. 665	J. 663
HLoubka [m]	7,5- 7,7	2,2- 2,3	5,0- 5,2	2,5- 2,7
LAB. C.	3699	3700	3701	3702
Druh vzorku	PORUŠENÝ	SVALNÝ HCR.	PORUŠENÝ	PORUŠENÝ
VLHKOST	0.057		0.106	0.067
VLHKOST HRUBOZIRNÉ FRAKCE				
JEMNOZIRNÉ FRAKCE				
ZDANLIVÁ HUSTOTA [kg/m³]	2723	2767		
MEZ TEKUTOSTI [%]	0		0	0
MEZ PLASTICITY [%]	0		0	0
INDEX PLASTICITY	0		0	0
KLASIFIKACE CSN 72 1002	hP		P	P
KLASIFIKACE CSN 73 1001	S45M		S35-F	S35-F
KLASIFIKACE CSN 73 6824	SM		SMSP	SMSP
KONSISTENCE VYPOČTENÁ				
INDEX KONSISTENCE	NELZE	NELZE	NELZE	NELZE
INDEX KOLIDNÍ AKTIVITY	0.00	0.00	2.00	2.00
BARVA VZORKU	PEZOVÉ SEDÁ	SEDÁ	HNEDÁ	SEDČEČOVÁ
PULVNATOST				
TVAR ZRN	PLOS. PROT. POLČIARL.		PLOS. PROT. POLČIARL.	STEJNODRŽ. ZADPLNE
PRŮM. PEV. V PROSTÉM TLAKU [MPa]	81.3	9.9		

Minimální normálová síla je stanovena s ohledem na to, že při působení brzdných sil nemůže svislé zatížení od LM71 klesnout k nule, ale minimálně na 50%. Je tedy bráno zatížení polovinou rovnoměrného zatížení 80 kN/m na celém mostě.



POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉ SPÁRY - MAXIMÁLNÍ SVISLÁ SÍLA					
SÍLY NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE					
$F_{X,P,2}$	$F_{Y,P,2}$	$F_{Z,P,2}$	$M_{X,P,2}$	$M_{Y,P,2}$	$M_{Z,P,2}$
1825.7	2486.3	-28697.1	-40289.2	-14671.6	-8047.4
$R_d=$	1000.0 kPa	výpočtová únosnost základové půdy			
$\varphi=$	30.0 °	úhel tření základ zemina			
$B_x=$	18020.0 mm	rozměr základu ve směru x			
$B_y=$	3500.0 mm	rozměr základu ve směru y			
$e_x=$	511.3 mm	excentricita zatížení ve směru x			
$e_y=$	1403.9 mm	excentricita zatížení ve směru y			
$A_{ef}=$	11764052.6 mm ²	efektivní plocha základu			
Posouzení svislé únosnosti					
$\sigma=$	2439.4 kPa	napětí v základové spáře			
$\sigma=$	2439.4 kPa	>	$R_d=$	1000.0 kPa	NEVYHOVUJE
Posouzení excentricity					
$e_x/B_x=$	0.028	<	0.333	VYHOVUJE	
$e_y/B_y=$	0.401	>	0.333	NEVYHOVUJE	
$e_{xy}/B_y=$	0.402	>	0.333	NEVYHOVUJE	
Posouzení vodorovné únosnosti					
H	3084.6 kN	maximální vovorovná síla			
$R_{dh}=$	16568.3 kN	vodorovná únosnost základu			
H	3084.6 kN	<	$R_{dh}=$	16568.3 kN	VYHOVUJE
Posouzení stability					
$M_{klop,x}=$	40289.2 kNm	klopný moment kolem osy x			
$M_{klop,y}=$	14671.6 kNm	klopný moment kolem osy y			
$M_{stab,x}=$	50219.9 kNm	stabilizační moment kolem osy x			
$M_{stab,y}=$	258560.7 kNm	stabilzační moment kolem osy y			
$M_{klop,x}=$	40289.195 kNm	<	$M_{stab,x}=$	50219.9 kNm	VYHOVUJE
$M_{klop,y}=$	14671.552 kNm	<	$M_{stab,y}=$	258560.7 kNm	VYHOVUJE



3.2.2.2 MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

POPIS		VÝPOČET SIL (SOUDRNÝ SYSTÉM PÍLÍŘŮ)														KOMBINACE ZATÍŽENÍ									
		CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY														SOUCÍTNĚL KOMBINACE		HODNOTY PŘENÁSOBENÉ SOUCÍTNĚLI							
		STŘEDNÍ PÍLÍŘE - ÚROVEŇ																SOUCÍTNĚL KOMBINACE		STŘEDNÍ PÍLÍŘE - ÚROVEŇ					
		F _{Ed,1}	F _{Ed,1}	F _{Ed,1}	M _{Ed,1}	M _{Ed,1}	M _{Ed,1}	F _{Ed,2}	F _{Ed,2}	F _{Ed,2}	M _{Ed,2}	M _{Ed,2}	M _{Ed,2}	M _{Ed,2}	ANO/NE	ψ	F _{Ed,2}			F _{Ed,2}	F _{Ed,2}	M _{Ed,2}	M _{Ed,2}	M _{Ed,2}	M _{Ed,2}
ZS11 - VLASTNÍ VÁHA NOK		POLE 1	0.000	0.000	-906.560	334.798	-428.692	0.000	0.0	0.0	-906.6	334.8	-3375.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-861.2	318.1	-3206.3	0.0	0.0	
		POLE 2	0.000	0.000	-1069.960	-395.143	505.960	0.000	0.0	0.0	-1070.0	-395.1	-2971.4	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-1016.5	-375.4	-2822.8	0.0	0.0	
ZS12 - ŽELEZNÍČNÍ SVRŠEK		POLE 1	0.000	0.000	-72.765	26.873	-34.409	0.000	0.0	0.0	-72.8	26.9	-270.9	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-69.1	25.5	-257.4	0.0	0.0	
		POLE 2	0.000	0.000	-81.675	-30.163	38.622	0.000	0.0	0.0	-81.7	-30.2	-226.8	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-77.6	-28.7	-215.5	0.0	0.0	
ZS13 - KABELOVÉ VEDENÍ		POLE 1	0.000	0.000	-13.475	-32.194	-35.401	0.000	0.0	0.0	-13.5	-32.2	-79.2	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-12.8	-30.6	-75.2	0.0	0.0	
		POLE 2	0.000	0.000	-15.125	-47.307	-25.431	0.000	0.0	0.0	-15.1	-47.3	-74.6	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-14.4	-44.9	-70.9	0.0	0.0	
ZS21a - ZATÍŽENÍ LM71		POLOHA - MIN MY	0.000	0.000	-2687.720	992.591	-1270.962	0.000	0.0	0.0	-2687.7	992.6	-10006.1	0.0	NE	1.30	1.00								
		POLOHA - MAX MY	0.000	0.000	-2953.529	-1090.756	1396.657	0.000	0.0	0.0	-2953.5	-1090.8	-8202.3	0.0	NE	1.30	1.00								
		POLOHA MIN Fz	0.000	0.000	-5064.918	-53.597	68.629	0.000	0.0	0.0	-5064.9	-53.6	-16392.4	0.0	NE	1.30	1.00								
ZS21a - ZATÍŽENÍ 0.5 LM71		POLOHA MIN Fz	0.000	0.000	-2284.000	-48.748	62.420	0.000	0.0	0.0	-2284.0	-48.7	-7360.6	0.0	ANO	1.00	1.00	0.0	0.0	-2284.0	-48.7	-7360.6	0.0	0.0	
ZS21c - NEZATÍŽENÝ VÍAK		POLOHA MIN Fz	0.000	0.000	-571.000	-12.187	15.605	0.000	0.0	0.0	-571.0	-12.2	-1840.1	0.0	NE	1.00	1.00								
ZS22 - ROZJEZDOVÉ A BRZDNÉ SILY (ROZCHODUJE BRZDNÁ SILA 20kN/m) - KLAIDNÝ SMĚR X		POLE 1	848.027	662.289	-24.047	-289.149	370.241	0.000	848.0	662.3	-24.0	-10024.8	12758.1	-2152.4	0.0	ANO	1.30	1.00	1102.4	861.0	-31.3	-13032.2	16585.5	-2798.2	
		POLE 2	952.060	743.536	23.997	-325.729	417.079	0.000	952.1	743.5	24.0	-11255.7	14490.3	-2416.5	0.0	ANO	1.30	1.00	1237.7	966.6	31.2	-14632.4	18837.5	-3141.4	
ZS22 - ROZJEZDOVÉ A BRZDNÉ SILY (ROZCHODUJE BRZDNÁ SILA 20kN/m) - ZAPORNÝ SMĚR X		POLE 1	-848.027	-662.289	24.047	289.149	-370.241	0.000	-848.0	-662.3	24.0	10024.8	-12758.1	2152.4	0.0	NE	1.30	1.00							
		POLE 2	-952.060	-743.536	-23.997	325.729	-417.079	0.000	-952.1	-743.5	-24.0	11255.7	-14490.3	-2416.5	0.0	NE	1.30	1.00							
ZS23 - BOČNÍ RAZ - KLAIDNÝ SMĚR Y		POLE 1+2	-61.551	78.813	0.000	-128.465	-100.328	0.000	-61.6	78.8	0.0	-1287.0	-1005.1	-256.1	0.0	ANO	1.30	0.50	40.0	51.2	0.0	-836.6	-653.3	-166.5	
		POLE 1+2	61.551	-78.813	0.000	128.465	100.328	0.000	61.6	-78.8	0.0	1287.0	1005.1	256.1	0.0	NE	1.30	0.50							
ZS24 - ODSŘEDNIVÁ SILA (pro rychlost 55km/h - bezpečně bráný dvě soustavy sil)		POLE 1	-11.498	14.722	0.000	-50.498	-39.438	-11.208	-11.5	14.7	0.0	-266.9	-208.5	-59.1	0.0	ANO	1.30	0.50	-7.5	9.6	0.0	-173.5	-135.5	-38.4	
		POLE 2	-21.543	27.584	0.000	-94.614	-73.891	21.000	-21.5	27.6	0.0	-500.1	-390.6	-68.6	0.0	ANO	1.30	0.50	-14.0	17.9	0.0	-325.1	-253.9	-44.6	
POLE 1 - VLEVO		0.000	0.000	-217.890	-436.425	-506.717	0.000	0.0	0.0	0.0	-217.9	-436.4	-1214.9	0.0	NE	1.50	0.80								
POLE 1 - VPRAVO		0.000	0.000	-164.090	424.000	206.213	0.000	0.0	0.0	0.0	-164.1	424.0	-327.1	0.0	NE	1.50	0.80								
POLE 2 - VLEVO		0.000	0.000	-244.620	-670.644	-337.529	0.000	0.0	0.0	0.0	-244.6	-670.6	-1132.5	0.0	NE	1.50	0.80								
POLE 2 - VPRAVO		0.000	0.000	-184.220	339.948	405.737	0.000	0.0	0.0	0.0	-184.2	339.9	-193.0	0.0	NE	1.20	0.80								
POLE 1		-210.176	269.120	0.000	-976.904	-762.939	-204.880	-210.2	269.1	0.0	-4933.0	-3852.5	-1079.5	0.0	ANO	1.35	0.75	-212.8	272.5	0.0	-4994.6	-3900.7	-1093.0		
POLE 2		-237.190	303.710	0.000	-1102.467	-861.001	231.213	-237.2	303.7	0.0	-5567.0	-4347.7	-755.8	0.0	ANO	1.35	0.75	-240.2	307.5	0.0	-5636.6	-4402.0	-765.3		
POLE 1		210.176	-269.120	0.000	976.904	762.939	204.880	210.2	-269.1	0.0	4933.0	3852.5	1079.5	0.0	NE	1.35	0.75								
POLE 2		210.176	-269.120	0.000	976.904	762.939	0.000	210.2	-269.1	0.0	4933.0	3852.5	874.6	0.0	NE	1.35	0.75								
14 - VLASTNÍ VÁHA UL. PRAH 2.6x7.62x3.7 m								0.0	0.0	-1832.6	0.0	-5956.0	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-1741.0	0.0	-5658.2	0.0		
15 - VLASTNÍ VÁHA DRÁKU PÍLÍ 2.5x17.02x6.0 m								0.0	0.0	-5871.9	0.0	0.0	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-5578.3	0.0	-5636.6	0.0		
16 - VLASTNÍ VÁHA ZÁKLADU PÍLÍ 3.5x18.02x5.0 m								0.0	0.0	-7253.1	0.0	0.0	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-6804.4	0.0	-6900.4	0.0		
ZS17 - VZTLAK NA ZÁKLAD 3.5x18.02x5.0 m								0.0	0.0	3153.5	0.0	0.0	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	2995.8	0.0	-39815.7	6410.7		



POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉ SPÁRY - MINIMÁLNÍ SVISLÁ SÍLA						
SÍLY NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE						
$F_{X,P,2}$	$F_{Y,P,2}$	$F_{Z,P,2}$	$M_{X,P,2}$	$M_{Y,P,2}$	$M_{Z,P,2}$	
1825.7	2486.3	-15549.5	-39815.7	6410.7	-8047.4	
R_d =	1000.0	kPa	výpočtová únosnost základové půdy			
φ =	30.0	°	úhel tření základ zemina			
B_x =	18020.0	mm	rozměr základu ve směru x			
B_y =	3500.0	mm	rozměr základu ve směru y			
e_x =	412.3	mm	excentricita zatížení ve směru x			
e_y =	2560.6	mm	excentricita zatížení ve směru y			
A_{ef} =	0.0	mm ²	efektivní plocha základu			
Posouzení svislé únosnosti						
σ =	NELZE	kPa	napětí v základové spáře			
σ =	NELZE	kPa	>	R_d =	1000.0	kPa NEVYHOVUJE
Posouzení excentricity						
e_x/B_x =	0.023	<	0.333	VYHOVUJE		
e_y/B_y =	0.732	>	0.333	NEVYHOVUJE		
e_{xy}/B_y =	0.732	>	0.333	NEVYHOVUJE		
Posouzení vodorovné únosnosti						
H	3084.6	kN	maximální vovorovná síla			
R_{dh} =	8977.5	kN	vodorovná únosnost základu			
H	3084.6	kN	<	R_{dh} =	8977.5	kN VYHOVUJE
Posouzení stability						
$M_{klop,x}$ =	39815.7	kNm	klopný moment kolem osy x			
$M_{klop,y}$ =	6410.7	kNm	klopný moment kolem osy y			
$M_{stab,x}$ =	27211.6	kNm	stabilizační moment kolem osy x			
$M_{stab,y}$ =	140101.0	kNm	stabilzační moment kolem osy y			
$M_{klop,x}$ =	39815.728	kNm	>	$M_{stab,x}$ =	27211.6	kNm NEVYHOVUJE
$M_{klop,y}$ =	6410.742	kNm	<	$M_{stab,y}$ =	140101.0	kNm VYHOVUJE



3.2.2.3 POSOUZENÍ BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL

Z uvedeného vyplývá, že základová spára nevyhoví na kombinaci zatížení od brzdných sil a od zatížení větrem. Vzhledem k výsledkům z nosné konstrukce bude dočasně do doby rekonstrukce zakázáno rozjíždění a brždění na mostě.

Dále je uveden posudek základové spáry bez brzdných sil

POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉ SPÁRY - MAXIMÁLNÍ SVISLÁ SÍLA					
SÍLY NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE					
$F_{X,P,2}$	$F_{Y,P,2}$	$F_{Z,P,2}$	$M_{X,P,2}$	$M_{Y,P,2}$	$M_{Z,P,2}$
-575.9	737.4	-28697.0	-13959.7	-51137.2	-2357.3
$R_d=$	1000.0	kPa	výpočtová únosnost základové půdy		
$\varphi=$	30.0	°	úhel tření základ zemina		
$B_x=$	18020.0	mm	rozměr základu ve směru x		
$B_y=$	3500.0	mm	rozměr základu ve směru y		
$e_x=$	1782.0	mm	excentricita zatížení ve směru x		
$e_y=$	486.4	mm	excentricita zatížení ve směru y		
$A_{ef}=$	36531923.2	mm ²	efektivní plocha základu		
Posouzení svislé únosnosti					
$\sigma=$	785.5	kPa	napětí v základové spáře		
$\sigma=$	785.5	kPa	<	$R_d=$	1000.0 kPa VYHOVUJE
Posouzení excentricity					
$e_x/B_x=$	0.099	<	0.333	VYHOVUJE	
$e_y/B_y=$	0.139	<	0.333	VYHOVUJE	
$e_{xy}/B_y=$	0.171	<	0.333	VYHOVUJE	
Posouzení vodorovné únosnosti					
H	935.7	kN	maximální vovorovná síla		
$R_{dh}=$	16568.2	kN	vodorovná únosnost základu		
H	935.7	kN	<	$R_{dh}=$	16568.2 kN VYHOVUJE
Posouzení stability					
$M_{klop,x}=$	13959.7	kNm	klopný moment kolem osy x		
$M_{klop,y}=$	51137.2	kNm	klopný moment kolem osy y		
$M_{stab,x}=$	50219.8	kNm	stabilizační moment kolem osy x		
$M_{stab,y}=$	258560.1	kNm	stabilizační moment kolem osy y		
$M_{klop,x}=$	13959.655	kNm	<	$M_{stab,x}=$	50219.8 kNm VYHOVUJE
$M_{klop,y}=$	51137.210	kNm	<	$M_{stab,y}=$	258560.1 kNm VYHOVUJE

Ověření při zatížení větrem a nezatíženým vlakem



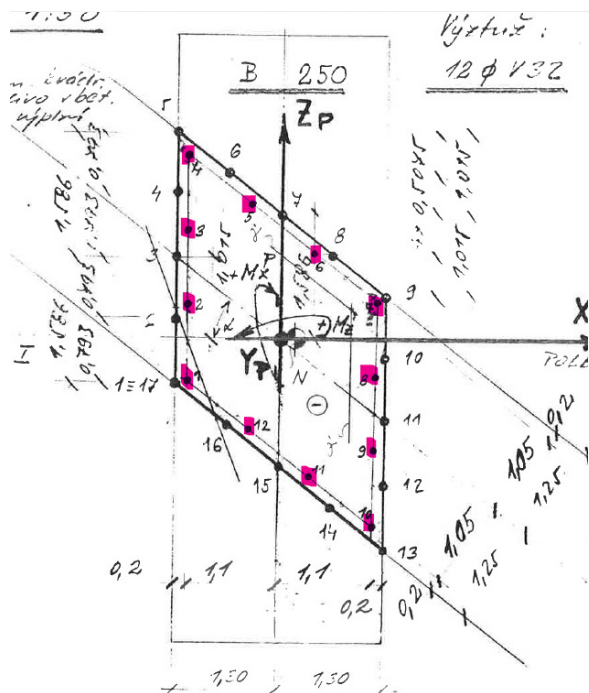
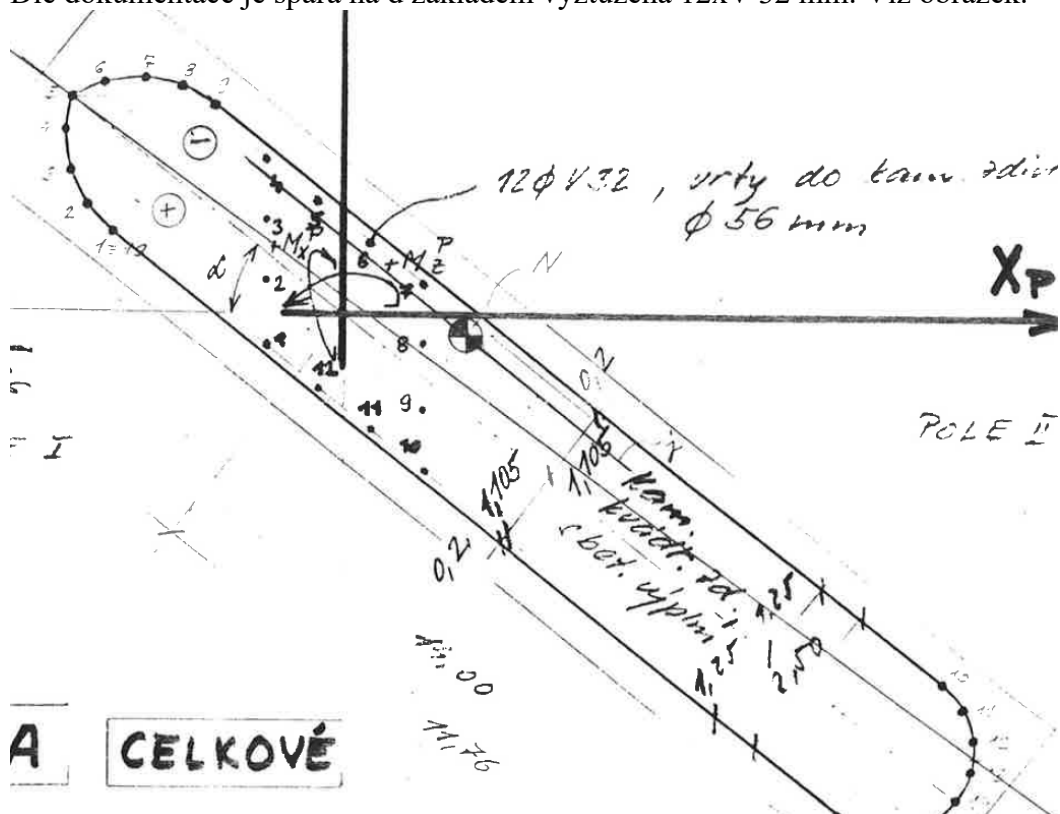
POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉ SPÁRY - MINIMÁLNÍ SVISLÁ SÍLA						
SÍLY NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE						
$F_{X,P,2}$	$F_{Y,P,2}$	$F_{Z,P,2}$	$M_{X,P,2}$	$M_{Y,P,2}$	$M_{Z,P,2}$	
-718.3	919.8	-13836.4	-16793.9	-27146.3	-2943.5	
$R_d=$	1000.0	kPa	výpočtová únosnost základové půdy			
$\varphi=$	30.0	°	úhel tření základ zemina			
$B_x=$	18020.0	mm	rozměr základu ve směru x			
$B_y=$	3500.0	mm	rozměr základu ve směru y			
$e_x=$	1961.9	mm	excentricita zatížení ve směru x			
$e_y=$	1213.7	mm	excentricita zatížení ve směru y			
$A_{ef}=$	15118159.3	mm ²	efektivní plocha základu			
Posouzení svislé únosnosti						
$\sigma=$	915.2	kPa	napětí v základové spáře			
$\sigma=$	915.2	kPa	<	$R_d=$	1000.0 kPa	VYHOVUJE
Posouzení excentricity						
$e_x/B_x=$	0.109	<	0.333	VYHOVUJE		
$e_y/B_y=$	0.347	>	0.333	NEVYHOVUJE		
$e_{xy}/B_y=$	0.363	>	0.333	NEVYHOVUJE		
Posouzení vodorovné únosnosti						
H	1167.0	kN	maximální vovorovná síla			
$R_{dh}=$	7988.5	kN	vodorovná únosnost základu			
H	1167.0	kN	<	$R_{dh}=$	7988.5 kN	VYHOVUJE
Posouzení stability						
$M_{klop,x}=$	16793.9	kNm	klopný moment kolem osy x			
$M_{klop,y}=$	27146.3	kNm	klopný moment kolem osy y			
$M_{stab,x}=$	24213.8	kNm	stabilizační moment kolem osy x			
$M_{stab,y}=$	124666.3	kNm	stabilzační moment kolem osy y			
$M_{klop,x}=$	16793.940	kNm	<	$M_{stab,x}=$	24213.8 kNm	VYHOVUJE
$M_{klop,y}=$	27146.311	kNm	<	$M_{stab,y}=$	124666.3 kNm	VYHOVUJE

Z uvedeného vyplývá, že je drobně překročena excentricita základové spáry, což lze vzhledem ke skalnímu podkladu a stanovení únosnosti základové spáry akceptovat.



3.2.3 POSOUZENÍ SPÁRY NAD ZÁKLADEM

Dle dokumentace je spára na d základem vyztužena 12xV 32 mm. Viz obrázek.



Dle diagnostiky je charakteristická pevnost zdiva pilíře stanovena na $f_k=33,03$ MPa.

Součinitel materiálu je uvažován takto dle ČSN EN 73 0038 $\gamma_{m1}=2,0$; $\gamma_{m2}=1,0$; $\gamma_{m3}=1,25$; $\gamma_{m4}=1,20$

$\gamma_m = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,25 \cdot 1,20 = 3,0$



Tabulka 12: Zdivo

OBJEKT:		ZDIVO KAMENNÉ
PILÍŘ KARLOVY VARY		PILÍŘ
Součinitel K	K	0,6
Exponent α závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty	α	0,65
Exponent β závislý na druhu malty	β	0,25
Průměrná pevnost f_m malty zjištěná zkouškami (MPa)	f_m	19,00
Průměrná pevnost staviva f_c zjištěná zkouškami (MPa)	f_c	161,60
Součinitel δ pro normalizovanou pevnost	δ	0,95
Normalizovaná pevnost staviva $f_b = \delta f_c$ (MPa)	f_b	153,52
Charakteristická pevnost zdiva $f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta$ (MPa)	f_k	33,03

Posouzení normálového napětí je provedeno v programu FIN (program pro posouzení betonu) s upravenými hodnotami součinitele materiálu a pevnosti kamenného zdiva.

3.2.3.1 MAXIMÁNÍ SVISLÁ REAKCE

POPIS		VÝPOČET SIL (SOUŘADNÝ SYSTÉM PÍLÍŘE)																KOMBINACE ZATÍŽENÍ									
		CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY																HODNOTY PŘENÁSOBENÉ SOUČINITELI									
		STŘED PÍLÍŘE - ÚROVEŇ HORNÍHO POVRCHU PRAHU																STŘED PÍLÍŘE - ÚROVEŇ									
		F _{Ed,1}	F _{Ed,1}	F _{Ed,1}	F _{Ed,1}	M _{Ed,1}	M _{Ed,1}	M _{Ed,1}	F _{Ed,2}	F _{Ed,2}	F _{Ed,2}	M _{Ed,2}	M _{Ed,2}	M _{Ed,2}	ANO/NE	ψ	F _{Ed,2}	F _{Ed,2}	M _{Ed,2}	M _{Ed,2}	8.700						
ZS11 - VLASTNÍ VÁHA NOK	POLE 1	0.000	0.000	-906.560	334.798	-428.692	0.000	0.000	-906.6	334.8	-428.7	0.000	0.000	ANO	1.30	0.95	0.0	0.0	-1119.6	413.5	-4168.1	0.0					
	POLE 2	0.000	0.000	-1069.960	395.143	-505.960	0.000	0.000	-1070.0	395.1	-506.0	0.000	0.000	ANO	1.30	0.95	0.0	0.0	-1321.4	488.0	-3669.7	0.0					
	POLE 1	0.000	0.000	-72.765	26.873	-34.409	0.000	0.000	-72.8	26.9	-34.4	0.000	0.000	ANO	1.30	0.95	0.0	0.0	-89.9	33.2	-334.6	0.0					
	POLE 2	0.000	0.000	-81.675	-30.163	38.622	0.000	0.000	-81.7	-30.2	38.6	0.000	0.000	ANO	1.30	0.95	0.0	0.0	-100.9	-37.3	-280.1	0.0					
ZS13 - KABELOVÉ VEDENÍ	POLE 1	0.000	0.000	-13.475	-32.194	-35.401	0.000	0.000	-13.5	-32.2	-79.2	0.000	0.000	ANO	1.30	0.95	0.0	0.0	-15.6	-39.8	-97.8	0.0					
	POLE 2	0.000	0.000	-15.125	-47.307	-25.431	0.000	0.000	-15.1	-47.3	-74.6	0.000	0.000	ANO	1.30	0.95	0.0	0.0	-18.7	-58.4	-92.1	0.0					
	POLOHA - MIN MY	0.000	0.000	-2687.720	992.591	-1270.962	0.000	0.000	-2687.7	992.6	-1006.1	0.000	0.000	NE	1.30	1.00											
	POLOHA - MAX MY	0.000	0.000	-2953.529	-1090.756	1396.657	0.000	0.000	-2953.5	-1090.8	-8202.3	0.000	0.000	NE	1.30	1.00											
ZS21a - ZATÍŽENÍ LM71	POLOHA MIN Fz	0.000	0.000	-5064.918	-53.597	68.629	0.000	0.000	-5064.9	-53.6	-16392.4	0.000	0.000	ANO	1.30	1.00	0.0	0.0	-6584.4	-69.7	-21310.1	0.0					
	POLOHA MIN Fz	0.000	0.000	-2284.000	-48.748	62.420	0.000	0.000	-2284.0	-48.7	-7380.6	0.000	0.000	NE	1.30	1.00											
	POLOHA MIN Fz	0.000	0.000	-571.000	-12.187	15.605	0.000	0.000	-571.0	-12.2	-1840.1	0.000	0.000	NE	1.00	1.00											
	POLE 1	848.027	662.289	-24.047	-289.149	370.241	0.000	848.0	662.3	-24.0	-6051.1	7669.9	-2152.4	ANO	1.30	1.00	861.0	1102.4	-31.3	-7866.4	9970.9	-2798.2					
ZS22 - ROZJEZDOVÉ A BRZDNÉ SILY (ROZHOUDUJE BRZDĚNÍ SILA 20kN/m) - KLAIDNÝ SMĚR X	POLE 2	952.060	743.536	23.997	-325.729	417.079	0.000	952.1	743.5	24.0	-6794.5	8778.0	-2416.5	ANO	1.30	1.00	966.6	1237.7	31.2	-8832.8	11411.4	-3141.4					
	POLE 1	-848.027	-662.289	24.047	289.149	-370.241	0.000	-848.0	-662.3	24.0	6051.1	-7669.9	2152.4	NE	1.30	1.00											
	POLE 2	-952.060	-743.536	-23.997	325.729	-417.079	0.000	-952.1	-743.5	-24.0	6794.5	-8778.0	2416.5	NE	1.30	1.00											
	POLE 1+2	-61.551	78.813	0.000	-128.465	-100.328	0.000	-61.6	78.8	0.0	-814.1	-635.8	-256.1	ANO	1.30	0.50	-40.0	51.2	0.0	-529.2	-413.3	-166.5					
ZS23 - BOČNÍ RÁZ - ZÁPORNÝ SMĚR Y	POLE 1+2	61.551	-78.813	0.000	128.465	100.328	0.000	61.6	-78.8	0.0	814.1	635.8	256.1	NE	1.30	0.50											
	POLE 1	-11.498	14.722	0.000	-50.498	-39.438	-11.208	-11.5	14.7	0.0	-178.6	-139.5	-59.1	ANO	1.30	0.50	-7.5	9.6	0.0	-116.1	-90.7	-38.4					
	POLE 2	-21.543	27.584	0.000	-94.614	-73.891	21.000	-21.5	27.6	0.0	-334.6	-261.3	-68.6	ANO	1.30	0.50	-14.0	17.9	0.0	-217.5	-169.9	-44.6					
	POLE 1 - VLEVO	0.000	0.000	-217.890	-436.425	-506.717	0.000	0.0	-217.9	-436.4	-1214.9	0.000	0.000	ANO	1.50	0.80	0.0	0.0	-261.5	-523.7	-1457.8	0.0					
ZS31 - REVIZNÍ CHODNÍK	POLE 1 - VPRAVO	0.000	0.000	-164.090	424.000	206.213	0.000	0.0	-164.1	424.0	-327.1	0.000	0.000	ANO	1.50	0.80	0.0	0.0	-196.9	508.8	-392.5	0.0					
	POLE 2 - VLEVO	0.000	0.000	-244.620	-670.644	-337.529	0.000	0.0	-244.6	-670.6	-1132.5	0.000	0.000	ANO	1.50	0.80	0.0	0.0	-293.5	-804.8	-1359.1	0.0					
	POLE 2 - VPRAVO	0.000	0.000	-184.220	339.948	405.737	0.000	0.0	-184.2	339.9	-193.0	0.000	0.000	ANO	1.50	0.80	0.0	0.0	-221.1	407.9	-231.6	0.0					
	POLE 1	-210.176	269.120	0.000	-976.904	-762.939	-204.880	-210.2	269.1	0.0	-3318.2	-2591.5	-1079.5	ANO	1.35	0.75	-212.8	272.5	0.0	-3359.7	-2623.9	-1093.0					
ZS42 - VÍTR NA KONSTRUKCI A VLAK (KLADNÝ SMĚR Y)	POLE 2	-237.190	303.710	0.000	-1102.467	-861.001	231.213	-237.2	303.7	0.0	-3744.7	-2924.6	-755.8	ANO	1.35	0.75	-240.2	307.5	0.0	-3791.6	-2961.1	-765.3					
	POLE 1	210.176	-269.120	0.000	976.904	762.939	204.880	210.2	-269.1	0.0	3318.2	2591.5	1079.5	NE	1.35	0.75											
	POLE 2	210.176	-269.120	0.000	976.904	762.939	0.000	210.2	-269.1	0.0	3318.2	2591.5	874.6	NE	1.35	0.75											
	POLE 1	-267.623.7 m						0.0	0.0	-1832.6	0.0	-5956.0	0.0	ANO	1.30	0.95	0.0	0.0	-2263.3	0.0	-7355.6	0.0					
ZS15 - VLASTNÍ VÁHA DRÁKU PÍLÍŘE								0.0	0.0	-5871.9	0.0	0.0	ANO	1.30	0.95	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
								0.0	0.0	-7253.1	0.0	0.0	NE	1.30	0.95	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
								0.0	0.0	3153.5	0.0	0.0	NE	1.30	0.95												
ZS17 - VZTLAK NA ZÁKLAD								0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	NE	1.30	0.95	2486.3	1925.7	-19739.6	-25371.5	-25625.6	-8047.4					



1: **MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE** - základní návrhová

$N = -19739.60 \text{ kN}$; $M_y = -25371.50 \text{ kNm}$; $M_z = -25625.60 \text{ kNm}$; $V_z = 0.00 \text{ kN}$; $V_y = 0.00 \text{ kN}$; $T = 0.00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

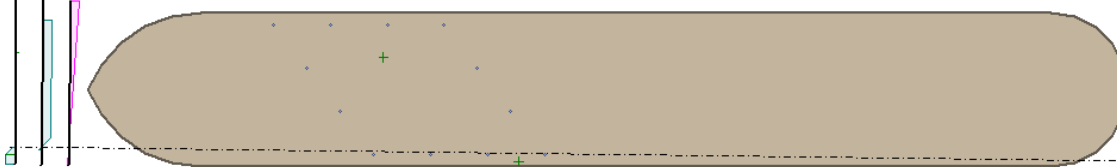
$$\rho_s = A_s / A_c = 9\,651 / 40.5 \cdot 10^6 = 0.000238$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-19\,740| / (365.2 \times 40.5 \cdot 10^6); 0.002) = \max(0.000133; 0.002) = 0.002$$

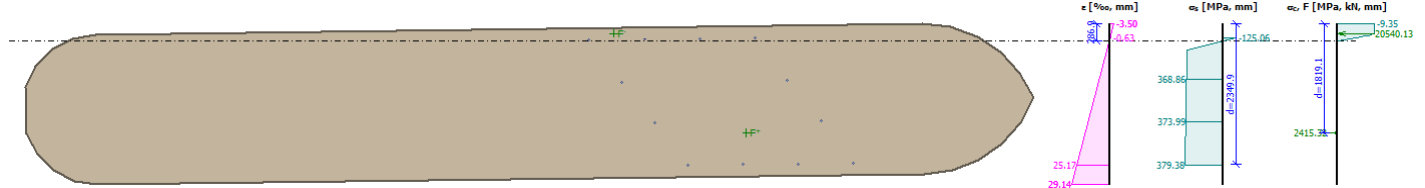
$$\rho_s = 0.000238 < \rho_{s,\min} = 0.002 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$\rho_s = 0.000238 \leq \rho_{s,\max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3.50 ‰

Největší deformace v betonu: 29.14 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: -0.63 ‰

Největší deformace ve výztuži: 25.17 ‰

Směr neutrálné osy: 179.28 °

$$N_{Ed} = -19739.60 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -382117.46 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -25371.50 \text{ kNm} \leq M_{Rdy} = -26617.49 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = -25625.60 \text{ kNm} \leq M_{Rdz} = -26857.70 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: 95,3 %



3.2.3.2 MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

POPIS		VÝPOČET SIL (SOUDĚRNÝ SYSTÉM PÍLÍŘŮ)																				KOMBINACE ZATÍŽENÍ									
		CHATAKTERISTICKÉ HODNOTY																				HODNOTY PŘENÁSOBENÉ SOUČINITELI									
		STŘED UL PRAHU - ÚROVEŇ HORNÍHO POVRCHU PRAHU										STŘED PÍLÍŘE - ÚROVEŇ										SOUČINITEL ZATÍŽENÍ		SOUČINITEL KOMBINACE							
		$F_{p,1}$	$F_{p,1}$	$F_{p,1}$	$M_{p,1}$	$M_{p,1}$	$F_{p,2}$	$F_{p,2}$	$M_{p,2}$	$M_{p,2}$	$F_{p,2}$	$F_{p,2}$	$M_{p,2}$	$M_{p,2}$	$F_{p,2}$	$F_{p,2}$	$M_{p,2}$	$M_{p,2}$	γ_f	ψ	$M_{p,2}$	$M_{p,2}$									
POLE 1	0.000	0.000	-906.560	334.798	-428.692	0.000	0.0	0.0	-906.6	334.8	-428.7	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-861.2	318.1	-3206.3	0.0									
POLE 2	0.000	0.000	-1069.960	-395.143	505.960	0.000	0.0	0.0	-1070.0	-395.1	505.9	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-1016.5	-375.4	-2822.8	0.0									
POLE 1	0.000	0.000	-72.765	26.873	-34.409	0.000	0.0	0.0	-72.8	26.9	-34.4	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-69.1	25.5	-257.4	0.0									
POLE 2	0.000	0.000	-81.675	-30.163	38.622	0.000	0.0	0.0	-81.7	-30.2	38.6	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-77.6	-28.7	-215.5	0.0									
POLE 1	0.000	0.000	-13.475	-32.194	-35.401	0.000	0.0	0.0	-13.5	-32.2	-35.4	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-12.8	-30.6	-75.2	0.0									
POLE 2	0.000	0.000	-15.125	-47.307	-25.431	0.000	0.0	0.0	-15.1	-47.3	-25.4	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	-14.4	-44.9	-70.9	0.0									
POLOHA - MIN MY	0.000	0.000	-2687.720	992.591	-1270.962	0.000	0.0	0.0	-2687.7	992.6	-1270.9	0.0	0.0	NE	1.30	1.00															
POLOHA - MAX MY	0.000	0.000	-2953.529	-1090.756	1396.657	0.000	0.0	0.0	-2953.5	-1090.8	1396.7	0.0	0.0	NE	1.30	1.00															
POLOHA MIN Fz	0.000	0.000	-5064.918	-53.597	68.629	0.000	0.0	0.0	-5064.9	-53.6	68.6	0.0	0.0	NE	1.30	1.00															
POLOHA MIN Fz	0.000	0.000	-2284.000	-48.748	62.420	0.000	0.0	0.0	-2284.0	-48.7	62.4	0.0	0.0	ANO	1.00	1.00	0.0	0.0	-2284.0	-48.7	-7360.6	0.0									
POLOHA MIN Fz	0.000	0.000	-571.000	-12.187	15.605	0.000	0.0	0.0	-571.0	-12.2	15.6	0.0	0.0	NE	1.00	1.00															
POLE 1	848.027	662.289	-24.047	-289.149	370.241	0.000	848.0	662.3	-24.0	-289.1	370.2	0.0	0.0	ANO	1.30	1.00	0.0	0.0	861.0	-31.3	-7866.4	9970.9									
POLE 2	952.060	743.536	23.997	-325.729	417.079	0.000	952.1	743.5	24.0	-325.7	417.0	0.0	0.0	ANO	1.30	1.00	0.0	0.0	966.6	31.2	-8832.8	11411.4									
POLE 1	-848.027	-662.289	24.047	289.149	-370.241	0.000	-848.0	-662.3	24.0	289.1	-370.2	0.0	0.0	NE	1.30	1.00															
POLE 2	-952.060	-743.536	-23.997	325.729	-417.079	0.000	-952.1	-743.5	-24.0	325.7	-416.9	0.0	0.0	NE	1.30	1.00															
POLE +2	-61.551	78.813	0.000	-128.465	-100.328	0.000	-61.6	78.8	0.0	-128.4	-100.3	0.0	0.0	ANO	1.30	0.50	0.0	0.0	-40.0	51.2	0.0	-156.5									
POLE +2	61.551	-78.813	0.000	128.465	100.328	0.000	61.6	-78.8	0.0	128.4	100.3	0.0	0.0	NE	1.30	0.50															
POLE 1	-11.498	14.722	0.000	-50.498	-39.438	0.000	-11.5	14.7	0.0	-50.5	-39.4	0.0	0.0	ANO	1.30	0.50	0.0	0.0	-7.5	9.6	0.0	-38.4									
POLE 2	-21.543	27.584	0.000	-94.614	-73.891	0.000	-21.5	27.6	0.0	-94.6	-73.8	0.0	0.0	ANO	1.30	0.50	0.0	0.0	-14.0	17.9	0.0	-44.6									
POLE 1 - VLEVO	0.000	0.000	-217.890	-436.425	-506.717	0.000	0.0	0.0	-217.9	-436.4	-506.7	0.0	0.0	NE	1.50	0.80															
POLE 1 - VPRAVO	0.000	0.000	-164.090	424.000	206.213	0.000	0.0	0.0	-164.1	424.0	206.2	0.0	0.0	NE	1.50	0.80															
POLE 2 - VLEVO	0.000	0.000	-244.620	-670.644	-337.529	0.000	0.0	0.0	-244.6	-670.6	-337.5	0.0	0.0	NE	1.50	0.80															
POLE 2 - VPRAVO	0.000	0.000	-184.220	339.948	405.737	0.000	0.0	0.0	-184.2	339.9	405.7	0.0	0.0	NE	1.20	0.80															
POLE 1	-210.176	269.120	0.000	-976.904	-762.939	-204.880	-210.2	269.1	0.0	-976.9	-762.9	-204.9	0.0	ANO	1.35	0.75	0.0	0.0	-212.8	272.5	0.0	-3359.7									
POLE 2	-237.190	303.710	0.000	-1102.467	-861.001	231.213	-237.2	303.7	0.0	-1102.5	-861.0	231.2	0.0	ANO	1.35	0.75	0.0	0.0	-240.2	307.5	0.0	-3791.6									
POLE 1	210.176	-269.120	0.000	976.904	762.939	204.880	210.2	-269.1	0.0	976.9	762.9	204.9	0.0	NE	1.35	0.75															
POLE 2	210.176	-269.120	0.000	976.904	762.939	204.880	210.2	-269.1	0.0	976.9	762.9	204.9	0.0	NE	1.35	0.75															
Z514 - VLASTNÍ VAHA UL PRAHU	2.6x7.62x3.7 m						0.0	0.0	-182.6	0.0	-595.0	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	0.0	-1741.0	0.0	-5658.2									
Z515 - VLASTNÍ VAHA PÍLÍŘŮ	2.5x17.02x6.0 m						0.0	0.0	-587.19	0.0	0.0	0.0	0.0	ANO	1.00	0.95	0.0	0.0	0.0	-5578.3	0.0	0.0									
Z516 - VLASTNÍ VAHA ZÁKLADU PÍLÍŘŮ	3.5x18.02x5.0 m						0.0	0.0	-725.11	0.0	0.0	0.0	0.0	NE	1.00	0.95			0.0	0.0	0.0	0.0									
Z517 - VZTLAK NA ZÁKLAD	3.5x18.02x5.0 m						0.0	0.0	315.35	0.0	0.0	0.0	0.0	NE	1.00	0.95			1825.7	2486.3	11654.9	-24898.0									
		HODNOTY VNITŘNÍCH SIL PRO ZADANOU KOMBINACI																													



2: **MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE** - základní návrhová

$N = -11654.90 \text{ kN}$; $M_y = -24898.00 \text{ kNm}$; $M_z = -4543.30 \text{ kNm}$; $V_z = 0.00 \text{ kN}$; $V_y = 0.00 \text{ kN}$; $T = 0.00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = A_s / A_c = 9\,651 / 40.5 \cdot 10^6 = 0.000238$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-11\,655| / (365.2 \times 40.5 \cdot 10^6); 0.002) = \max(78.8 \cdot 10^{-6}; 0.002) = 0.002$$

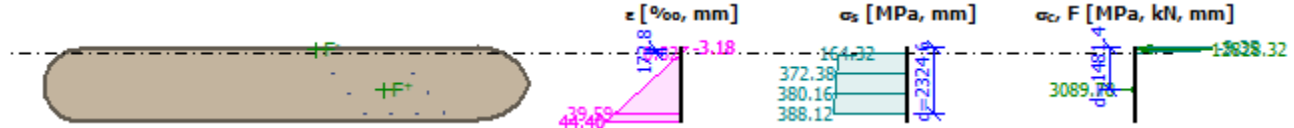
$$\rho_s = 0.000238 < \rho_{s,\min} = 0.002 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$\rho_s = 0.000238 \leq \rho_{s,\max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3.18 ‰

Největší deformace v betonu: 44.40 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: 0.82 ‰

Největší deformace ve výztuži: 39.59 ‰

Směr neutrální osy: 179.65 °

$$N_{Ed} = -11654.90 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -382117.46 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -24898.00 > M_{Rdy} = -17922.17 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = -4543.30 > M_{Rdz} = -3371.96 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Nevhoduje

Využití: 138,9 %

Podrobné posouzení SMYK: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

Průřez není namáhán smykem.

Podrobné posouzení KROUCENÍ: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

Průřez není namáhán kroucením.

3.2.3.3 POSOUZENÍ BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL

Z uvedeného vyplývá, že průřez nad základem nevyhoví na kombinaci zatížení od brzdných sil a od zatížení větrem. Vzhledem k výsledkům z nosné konstrukce bude dočasně do doby rekonstrukce zakázáno rozjíždění a brždění na mostě. Dále je uveden posudek základové spáry bez brzdných sil.

3: MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - BEZ BRZDNÝCH SIL - základní návrhová

$N = -19739.50 \text{ kN}$; $M_y = -9317.50 \text{ kNm}$; $M_z = -47511.80 \text{ kNm}$; $V_z = 0.00 \text{ kN}$; $V_y = 0.00 \text{ kN}$; $T = 0.00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - BEZ BRZDNÝCH SIL

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = A_s / A_c = 9\,651 / 40.5 \cdot 10^6 = 0.000238$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-19\,740| / (365.2 \times 40.5 \cdot 10^6); 0.002) = \max(0.000133; 0.002) = 0.002$$

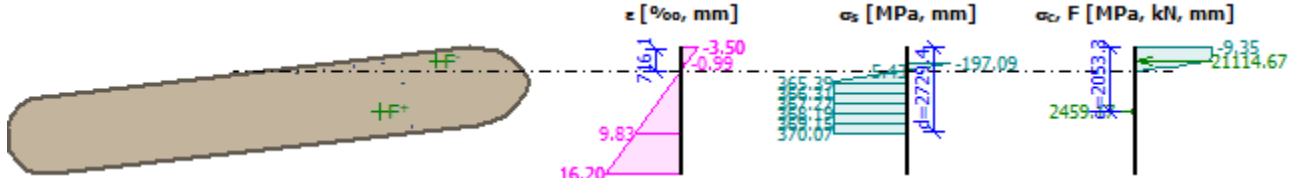
$$\rho_s = 0.000238 < \rho_{s,\min} = 0.002 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$\rho_s = 0.000238 \leq \rho_{s,\max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3.50 ‰

Největší deformace v betonu: 16.20 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: -0.99 ‰

Největší deformace ve výztuži: 9.83 ‰

Směr neutrální osy: 173.60 °

$$N_{Ed} = -19739.50 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -382117.46 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -9317.50 \text{ kNm} \leq M_{Rdy} = -22691.63 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = -47511.80 \text{ kNm} \leq M_{Rdz} = -114936.18 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: > 41,1 %

Zatížitelnost byla stanovena iterativně přímo v programu FIN. Vzhledem k tomu, že s rostoucí hmotností vlaku nad zatížitelnost 1, zůstávají brzděné a rozjezdové síly již konstantní a že s rostoucí normálovou silou klesá i využití, byla zatížitelnost uměle omezena na $Z_{LM71}=1,5$.

4: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - BEZ BRZDNÝCH SIL - základní návrhová

$N = -9941.90 \text{ kN}$; $M_y = -11275.30 \text{ kNm}$; $M_z = -22836.40 \text{ kNm}$; $V_z = 0.00 \text{ kN}$; $V_y = 0.00 \text{ kN}$; $T = 0.00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - BEZ BRZDNÝCH SIL

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = A_s / A_c = 9\,651 / 40.5 \cdot 10^6 = 0.000238$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-9\,942| / (365.2 \times 40.5 \cdot 10^6); 0.002) = \max(67.2 \cdot 10^{-6}; 0.002) = 0.002$$

$$\rho_s = 0.000238 < \rho_{s,\min} = 0.002 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$\rho_s = 0.000238 \leq \rho_{s,\max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly





Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3.50 ‰
 Největší deformace v betonu: 36.04 ‰
 Nejmenší deformace ve výztuži: 0.20 ‰
 Největší deformace ve výztuži: 30.13 ‰
 Směr neutrálné osy: 178.73 °

$$N_{Ed} = -9941.90 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -382117.46 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -11275.30 \leq M_{Rdy} = -15553.27 \text{ kNm}$$

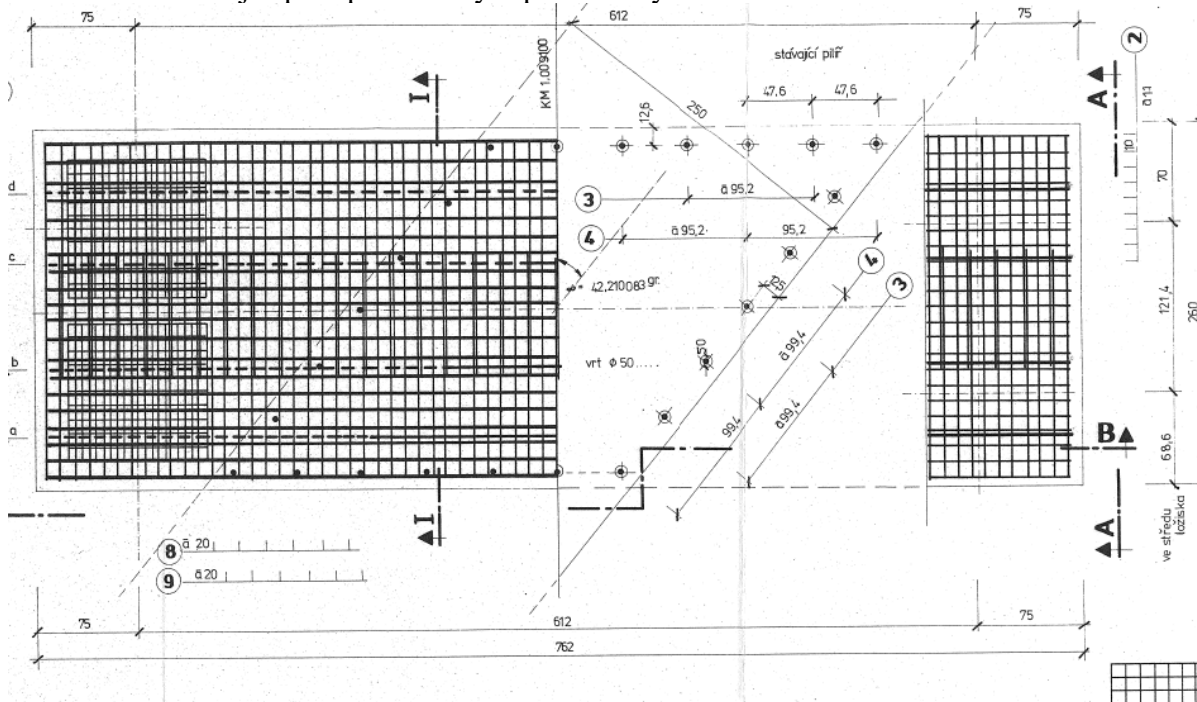
$$M_{Edz} = -22836.40 \leq M_{Rdz} = -31394.74 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: 72,5 %

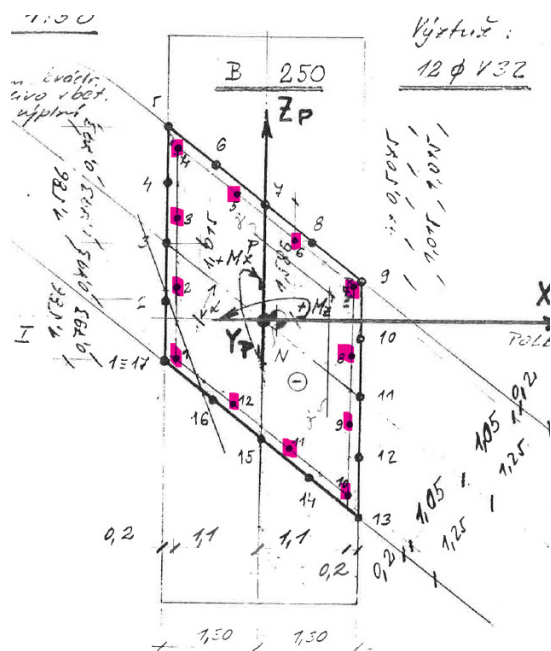
3.2.4 POSOUZENÍ SPÁRY POD ÚLOŽNÝM PRAHEM

Dle dokumentace je spára pod úložným prahem vyztužena 24xV 32 mm. Viz obrázek.



V průběhu stavby však došlo k redukci výztuže dle následujícího obrázku:





3.2.4.1 MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

[illegible]

1: **MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE** - základní návrhová

$N = -12487.80 \text{ kN}$; $M_y = -12940.00 \text{ kNm}$; $M_z = -14788.80 \text{ kNm}$; $V_z = 0.00 \text{ kN}$; $V_y = 0.00 \text{ kN}$; $T = 0.00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

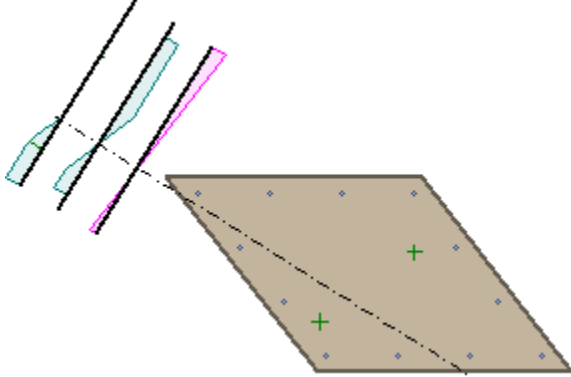
$$\rho_s = A_s / A_c = 9\,651 / 8.25 \cdot 10^6 = 0.00117$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-12\,488| / (365.2 \times 8.25 \cdot 10^6); 0.002) = \max(0.000415; 0.002) = 0.002$$

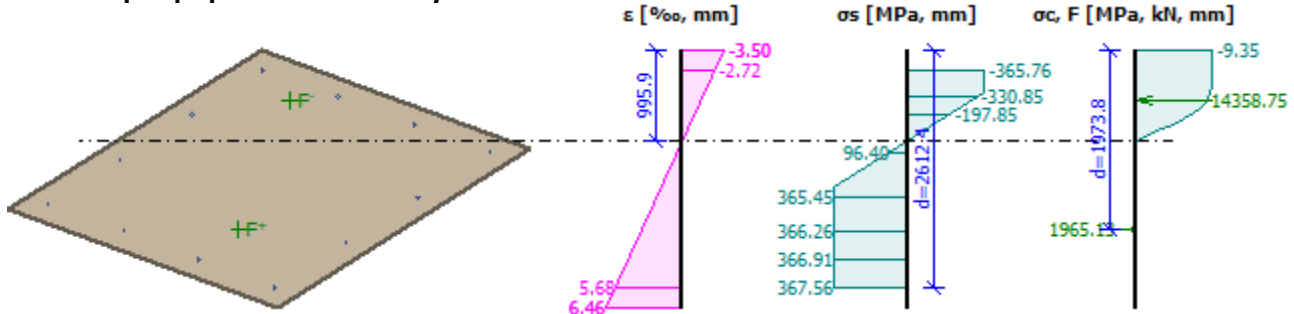
$$\rho_s = 0.00117 < \rho_{s,\min} = 0.002 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$\rho_s = 0.00117 \leq \rho_{s,\max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3.50 ‰

Největší deformace v betonu: 6.46 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: -2.72 ‰

Největší deformace ve výztuži: 5.68 ‰

Směr neutrální osy: 148.00 °

$$N_{Ed} = -12487.80 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -80638.74 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -12940.00 > M_{Rdy} = -9231.30 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = -14788.80 > M_{Rdz} = -10550.52 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Nevhoduje

Využití: 140.2 %



3.2.4.2 MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

POPIS		VÝPOČET SIL (SOUDRNÝ SYSTÉM PŮLŘE)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
		CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY										KOMBINACE ZATÍŽENÍ																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
		CHATRAKTERISTICKÉ HODNOTY										HODNOTY PŘEMÁSOBNÉ SOUČINITEU																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
		STŘED ŮL PRAHU - ÚROVEŇ HORNÍHO POVRCHU PRAHU										STŘED ŮL PRAHU - ÚROVEŇ																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
POPS		STŘED ŮL PRAHU - ÚROVEŇ HORNÍHO POVRCHU PRAHU										STŘED ŮL PRAHU - ÚROVEŇ										SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE		SOUČINITEU KOMBINACE	



2: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - základní návrhová

$N = -6076.60 \text{ kN}$; $M_y = -12466.50 \text{ kNm}$; $M_z = 6077.40 \text{ kNm}$; $V_z = 0.00 \text{ kN}$; $V_y = 0.00 \text{ kN}$; $T = 0.00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

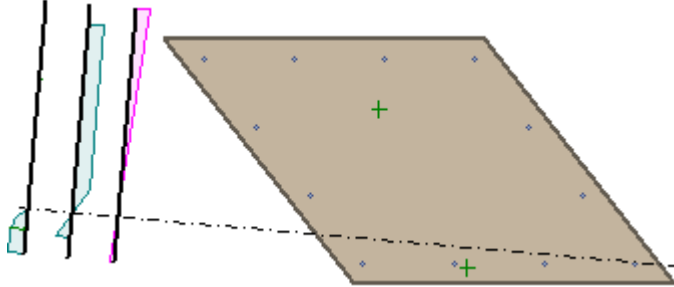
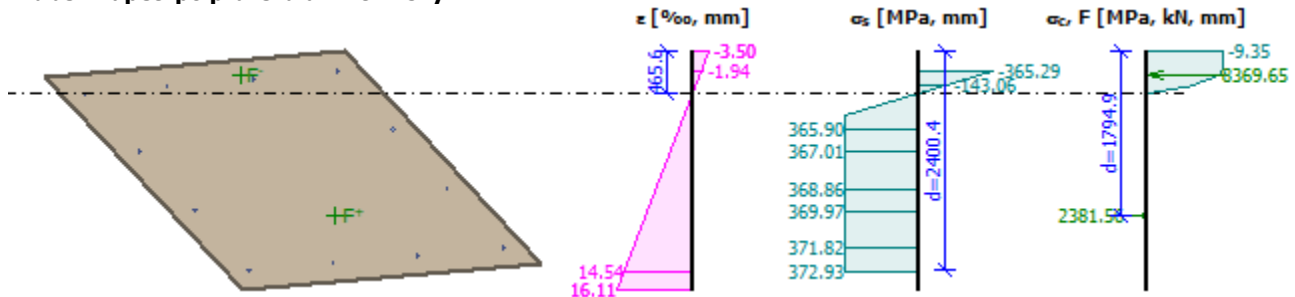
Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = A_s / A_c = 9\,651 / 8.25 \cdot 10^6 = 0.00117$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-6\,077| / (365.2 \times 8.25 \cdot 10^6); 0.002) = \max(0.000202; 0.002) = 0.002$$

$$\rho_s = 0.00117 < \rho_{s,\min} = 0.002 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$\rho_s = 0.00117 \leq \rho_{s,\max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy**Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly****Deformace v krajních vláknech průřezu**

Nejmenší deformace v betonu: -3.50 ‰

Největší deformace v betonu: 16.11 ‰

Nejmenší deformace ve výztuži: -1.94 ‰

Největší deformace ve výztuži: 14.54 ‰

Směr neutrální osy: 174.98 °

$$N_{Ed} = -6076.60 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -80638.74 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -12466.50 > M_{Rdy} = -10497.66 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = 6077.40 > M_{Rdz} = 5117.62 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Nevyhovuje

Využití: 118.8 %

3.2.4.3 POSOUZENÍ BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL

Z uvedeného vyplývá, že průřez nad základem nevyhoví na kombinaci zatížení od brzdných sil a od zatížení větrem.

Vzhledem k výsledkům z nosné konstrukce bude dočasně do doby rekonstrukce zakázáno rozjíždění a brždění na mostě.

Dále je uveden posudek základové spáry bez brzdných sil.

3: MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL - základní návrhová

$N = -12487.70 \text{ kN}$; $M_y = -5719.90 \text{ kNm}$; $M_z = -14788.80 \text{ kNm}$; $V_z = 0.00 \text{ kN}$; $V_y = 0.00 \text{ kN}$; $T = 0.00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL**Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Sloup (celková výztuž):

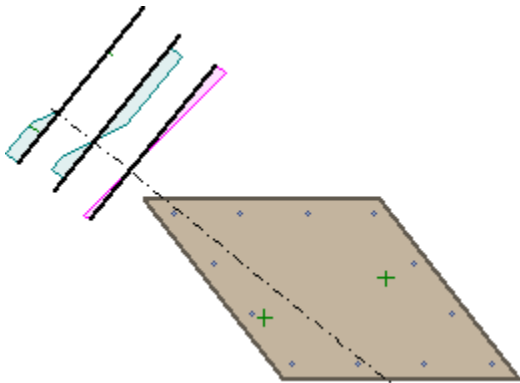
$$\rho_s = A_s / A_c = 9\,651 / 8.25 \cdot 10^6 = 0.00117$$

$$\rho_{s,\min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-12\,488| / (365.2 \times 8.25 \cdot 10^6); 0.002) = \max(0.000415; 0.002) = 0.002$$

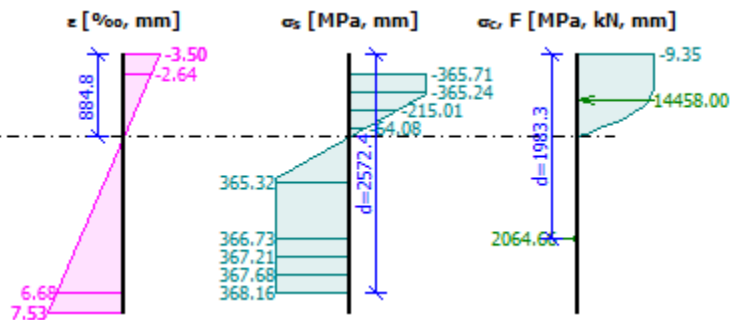
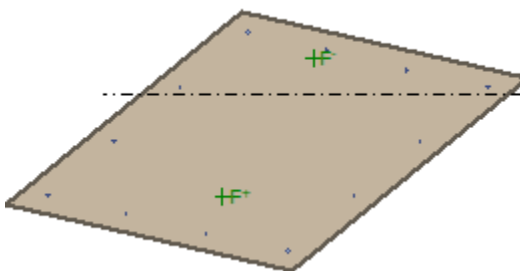
$$\rho_s = 0.00117 < \rho_{s,\min} = 0.002 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$\rho_s = 0.00117 \leq \rho_{s,\max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vlákních průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3.50 ‰
 Největší deformace v betonu: 7.53 ‰
 Nejmenší deformace ve výztuži: -2.64 ‰
 Největší deformace ve výztuži: 6.68 ‰
 Směr neutrálné osy: 140.88 °

$N_{Ed} = -12487.70 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -80638.74 \text{ kN}$

$M_{Edy} = -5719.90 \leq M_{Rdy} = -5923.80 \text{ kNm}$

$M_{Edz} = -14788.80 \leq M_{Rdz} = -15317.00 \text{ kNm}$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: 96.6 %

Zatížitelnost byla stanovena iterativně přímo v programu FIN. Vzhledem k tomu, že s rostoucí hmotností vlaku nad zatížitelnost 1, zůstávají brzdné a rozjedové síly již konstantní a že s rostoucí normálovou silou klesá i využití, byla zatížitelnost uměle omezena na $Z_{LM71}=1,5$.

4: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL - základní návrhová

$N=-4363.60\text{kN}$; $M_y=-6676.40\text{kNm}$; $M_z=-5063.20\text{kNm}$; $V_z=0.00\text{kN}$; $V_y=0.00\text{kN}$; $T=0.00\text{kNm}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - BEZ BRZDNÝCH A ROZJEZDOVÝCH SIL

Posouzení mín. a max. stupně výztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = A_s / A_c = 9\,651 / 8.25 \cdot 10^6 = 0.00117$$

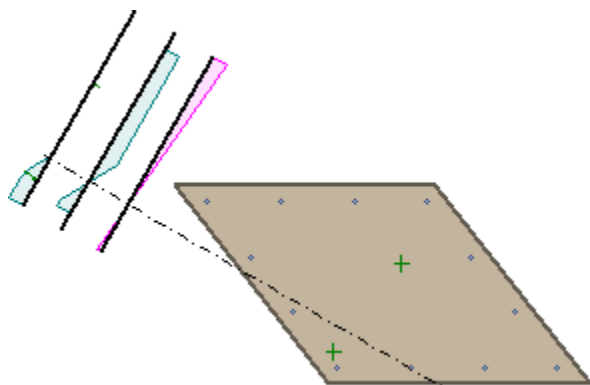
$$\rho_{s,min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-4\,364| / (365.2 \times 8.25 \cdot 10^6); 0.002) = \max(0.000145; 0.002) = 0.002$$

$$\rho_s = 0.00117 < \rho_{s,min} = 0.002 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

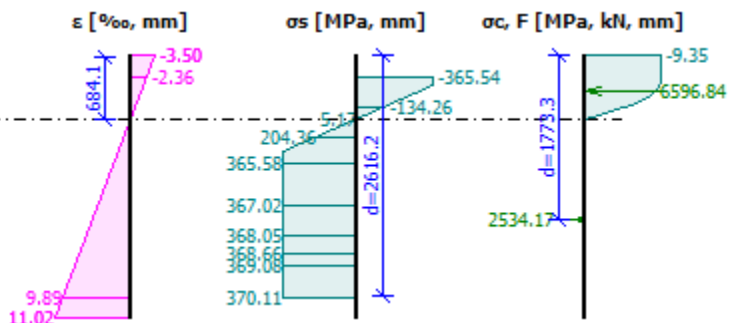
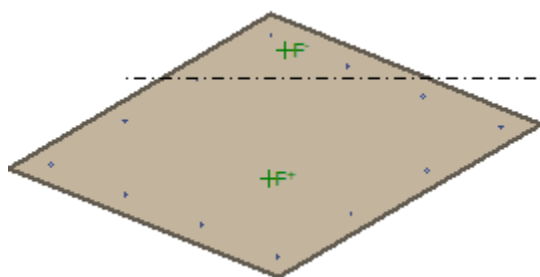
$$\rho_s = 0.00117 \leq \rho_{s,max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy





Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vlákních průřezu

Nejmenší deformace v betonu:	-3.50 ‰
Největší deformace v betonu:	11.02 ‰
Nejmenší deformace ve výztuži:	-2.36 ‰
Největší deformace ve výztuži:	9.89 ‰
Směr neutrálné osy:	149.86 °

$$N_{Ed} = -4363.60 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -80638.74 \text{ kN}$$

$$M_{Edy} = -6676.40 > M_{Rdy} = -6359.99 \text{ kNm}$$

$$M_{Edz} = -5063.20 > M_{Rdz} = -4823.32 \text{ kNm}$$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb **Nevyhovuje**

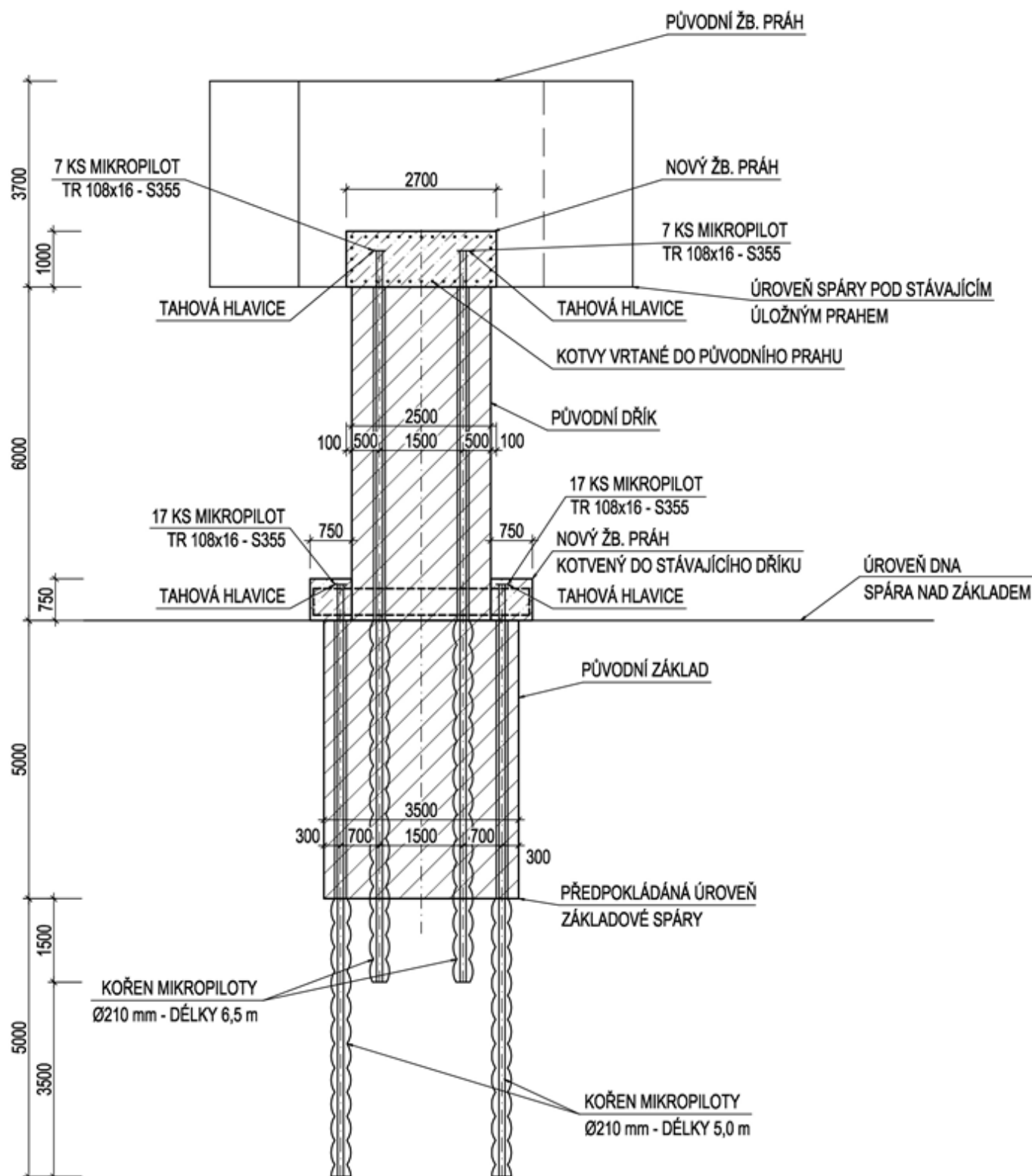
Využití: 105,0 %

Toto drobné překročení únosnosti o 5% v dočasném stavu lze tolerovat.

3.3 NÁVRH ZESÍLENÍ PILÍŘE

V této kapitole je proveden předběžný návrh opatření pro zesílení pilíře. Pro vlastní provedení zesílení musí být zpracována samostatná projektová dokumentace s podrobným statickým posouzením rekonstrukce pilíře včetně detailů provedení.

Pro předběžný návrh jsou použity vnitřní síly z kapitoly posouzení pilíře, kdy svislá síla byla zvětšena o přibetonovaný úložný práh v horní úrovni a prahy na základovém výstupku.



3.3.1 ZESÍLENÍ V ZÁKLADOVÉ SPÁŘE

Jako zesílení v oblasti základové spáry je navrženo zesílení pomocí mikropilot vrtaných z úrovně základového výstupku. Předpokládá se působení mikropilot pouze v tahu v kombinaci s tlačnou částí základové spáry. S tlačnými mikropilotami se vzhledem k problematickému zakotvení na základovém ústupku nepočítá.



POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉ SPÁRY - MAXIMÁLNÍ SVISLÁ SÍLA

SÍLY NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE					
$F_{X,P,2}$	$F_{Y,P,2}$	$F_{Z,P,2}$	$M_{X,P,2}$	$M_{Y,P,2}$	$M_{Z,P,2}$
1825.7	2486.3	-30098.8	-40289.2	-14671.6	-8047.4

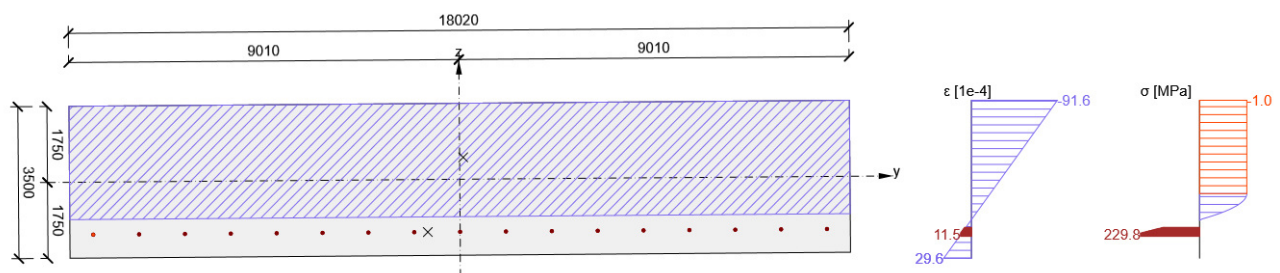
POSOUZENÍ ZÁKLADOVÉ SPÁRY - MINIMÁLNÍ SVISLÁ SÍLA

SÍLY NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE					
$F_{X,P,2}$	$F_{Y,P,2}$	$F_{Z,P,2}$	$M_{X,P,2}$	$M_{Y,P,2}$	$M_{Z,P,2}$
1825.7	2486.3	-16531.4	-39815.7	6410.7	-8047.4

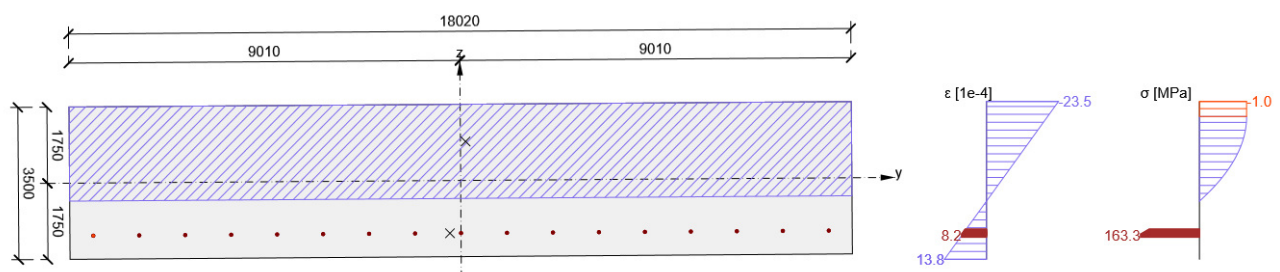
Síly na mikropiloty jsou získány pomocí programu Idea, kdy je počítáno s tlačnou částí základové spáry s výpočtovou únosností 1 MPa a taženými mikropilotami.

Z napětí v náhradním průřezu „výztuže“ je pak určena tahová síla na mikropilotu. (Pro účely výpočtu byly znaménka momentů změněna na kladná, nemá vliv vzhledem k symetrii).

Rozdělení napětí pro max svislou sílu



Rozdělení napětí pro minimální svislou sílu



Plocha uvažované mikropiloty TR 108/16 S355 je 4624.4 mm². Je uvažováno 17 ks mikropilot na každé straně pilíře.



Maximální namáhání mikropilot je (bráno bezpečně maximální napětí) 229,8 MPa:

$$N_{Ed}=4624,4 \cdot 229,8/1000=1062,7 \text{ kN.}$$

ÚNOSNOST KOŘENE

Předpokládá se, že mikropiloty budou vetknuty do zvětralého granitu, předběžně se uvažuje, že se jedné o agresivní prostředí s krytím pro tažené mikropiloty 50 mm, tedy kořen se uvažuje průměru 210 mm.

Pro posouzení se uvažuje plášťové tření v hornině $q_{sr}=500 \text{ kPa}$.

Délka kořene se předpokládá 5 m.

$$\text{Plocha stěny kořene mikropiloty } A_s=\pi \cdot 210 \cdot 5000=3298672,3 \text{ mm}^2.$$

Únosnost kořene v hornině (únosnost na patě pro taženou mikropilotu je 0)

$$Q = A_s \cdot q_{sr} + A_b \cdot q_{br}$$

$$Q=3298672,3 \cdot 500/1000000=1649,33 \text{ kN}$$

Výpočtová únosnost:

$$Q_d=1649,33/1,5=1099,6 \text{ kN} > N_{Ed}=1062,7 \text{ kN} \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

ÚNOSNOST OCELOVÉHO PRŮŘEZU

V tomto předběžném výpočtu je uvažováno, že krytí a případně speciální protikorozi ochrana mikropilot zajistí jejich dostatečnou ochranu, tedy k účinků koroze (i vzhledem k tomu, že není zatím známa agresivita prostředí) se nepřihlíží. V dalším stupni je nutné prověřit případně doplnit výpočet.

Únosnost ocelového průřezu mikropiloty:

$$N_{Rd}=4624,4 \cdot 355/1,5/1000=1094,4 \text{ kN} > N_{Ed}=1062,7 \text{ kN} \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

3.3.2 ZESÍLENÍ SPÁRY NAD ZÁKLADEM

Protože ani spára nad základovým výstupkem nevyhověla, bude tato zesílena pomocí mikropilot vrtaných z horního povrchu dříku pilíře. Mikropiloty jsou počítané pouze na tah, tlakovou sílu přenáší tlačaná část zdiva.

Je navrženo 7 ks mikropilot na každé straně pilíře 500 mm od hrany dříku z TR. 70x12 S355, průměr kořene (vrtu) 170 mm.

S ohledem na neúplnost dokumentace pilíře, se v tomto předběžném posouzení bezpečně stávající vyztužení pilíře neuvažuje.

Opět je počítáno pouze s působením tažených mikropilot.

POSOUZENÍ SPÁRY NAD ZÁKLADEM - MAXIMÁLNÍ SVISLÁ SÍLA					
SÍLY NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE					
$F_{X,P,2}$	$F_{Y,P,2}$	$F_{Z,P,2}$	$M_{X,P,2}$	$M_{Y,P,2}$	$M_{Z,P,2}$
1825.7	2486.3	-20828.3	-25371.5	-25625.6	-8047.4

1: **MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE** - základní návrhová

$$N=-20828.30 \text{ kN}; M_y=-25371.50 \text{ kNm}; M_z=-25625.60 \text{ kNm}; V_z=0.00 \text{ kN}; V_y=0.00 \text{ kN}; T=0.00 \text{ kNm}$$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MAXIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Sloup (celková výztuž):

$$\rho_s = A_s / A_c = 64\,742 / 40.5 \cdot 10^6 = 0.0016$$

$$\rho_{s,min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-20\,828| / (308.7 \times 40.5 \cdot 10^6); 0.002) = \max(0.000167; 0.002) = 0.002$$

$$\rho_s = 0.0016 < \rho_{s,min} = 0.002 \Rightarrow \text{Nevyhovuje}$$

$$\rho_s = 0.0016 \leq \rho_{s,max} = 0.04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Orientace neutrální osy





Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly



Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3.50 ‰
 Největší deformace v betonu: 18.32 ‰
 Nejmenší deformace ve výztuži: 0.60 ‰
 Největší deformace ve výztuži: 14.12 ‰
 Směr neutrálné osy: 179.35 °

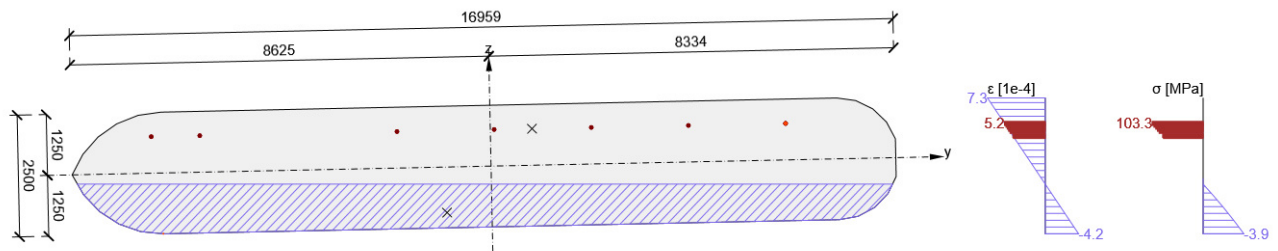
$N_{Ed} = -20828.30 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -378591.74 \text{ kN}$

$M_{Edy} = -25371.50 \leq M_{Rdy} = -44050.28 \text{ kNm}$

$M_{Edz} = -25625.60 \leq M_{Rdz} = -44496.89 \text{ kNm}$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: 57.6 %



POSOUZENÍ SPÁRY NAD ZÁKLADEM - MINIMÁLNÍ SVISLÁ SÍLA

SÍLY NA ZÁKLADOVÉ SPÁŘE					
$F_{X,P,2}$	$F_{Y,P,2}$	$F_{Z,P,2}$	$M_{X,P,2}$	$M_{Y,P,2}$	$M_{Z,P,2}$
1825.7	2486.3	-12492.4	-24898.0	-4543.3	-8047.4

2: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE - základní návrhová

$N = -12492.40 \text{ kN}$; $M_y = -24898.00 \text{ kNm}$; $M_z = -4543.30 \text{ kNm}$; $V_z = 0.00 \text{ kN}$; $V_y = 0.00 \text{ kN}$; $T = 0.00 \text{ kNm}$

Podrobné posouzení TLAK A OHYB: MINIMÁLNÍ SVISLÁ REAKCE

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Sloup (celková výztuž):

$\rho_s = A_s / A_c = 64\,742 / 40.5 \cdot 10^6 = 0.0016$

$\rho_{s,min} = \max(0.1 \times |N_{Ed}| / (f_{yd} \times A_c); 0.002) = \max(0.1 \times |-12\,492| / (308.7 \times 40.5 \cdot 10^6); 0.002) = \max(99.9 \cdot 10^{-6}; 0.002) = 0.002$

$\rho_s = 0.0016 < \rho_{s,min} = 0.002 \Rightarrow$ **Nevyhovuje**

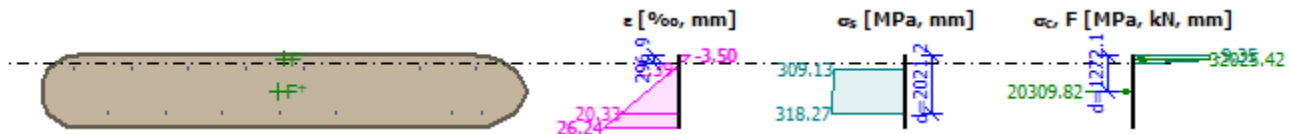
$\rho_s = 0.0016 \leq \rho_{s,max} = 0.04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Orientace neutrální osy



Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly





Deformace v krajních vláknech průřezu

Nejmenší deformace v betonu: -3.50 ‰
 Největší deformace v betonu: 26.24 ‰
 Nejmenší deformace ve výztuži: 2.39 ‰
 Největší deformace ve výztuži: 20.33 ‰
 Směr neutrálné osy: 179.91 °

$N_{Ed} = -12492.40 \text{ kN} \leq N_{Rd} = -378591.74 \text{ kN}$

$M_{Edy} = -24898.00 \leq M_{Rdy} = -37000.25 \text{ kNm}$

$M_{Edz} = -4543.30 \leq M_{Rdz} = -6752.11 \text{ kNm}$

Posouzení průřezu na tlak a ohyb Vyhovuje

Využití: 67.3 %



Maximální síla na jednu mikropilotu byla získána obdobně jako v předchozí kapitole pomocí programu Idea.

Plocha uvažované mikropiloty TR 108/16 S355 je 4624.4 mm². Je uvažováno 7 ks mikropilot na každé straně pilíře.

Maximální namáhání mikropilot je (bráno bezpečně maximální napětí) 184,2 MPa:

$N_{Ed} = 4624,4 \cdot 184,2 / 1000 = 851,8 \text{ kN}$.

ÚNOSNOST KOŘENE

Předpokládá se, že mikropiloty budou vetknuty do základu, předběžně se uvažuje, že se jedné o agresivní prostředí s krytím pro tažené mikropiloty 50 mm, tedy kořen se uvažuje průměru 210 mm.

Pro posouzení se uvažuje jednotné plášťové tření v základu i hornině $q_{sr} = 300 \text{ kPa}$.

Délka kořene se předpokládá 6,5 m (na celou výšku základu + 1,5 m pod základovou spáru).

Plocha stěny kořene mikropiloty $A_s = \pi \cdot 210 \cdot 6500 = 4288274,0 \text{ mm}^2$.

Únosnost kořene v hornině (únosnost na patě pro taženou mikropilotu je 0)

$$Q = A_s \cdot q_{sr} + A_b \cdot q_{br}$$

$$Q = 4288274,0 \cdot 300 / 1000000 = 1286,5 \text{ kN}$$

Výpočtová únosnost:

$$Q_d = 1286,5 / 1,5 = 857,7 \text{ kN} > N_{Ed} = 851,8 \text{ kN} \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

ÚNOSNOST OCELOVÉHO PRŮŘEZU



V tomto předběžném výpočtu je uvažováno, že krytí a případně speciální protikorozní ochrana mikropilot zajistí jejich dostatečnou ochranu, tedy k účinků koroze (i vzhledem k tomu, že není zatím známa agresivita prostředí) se nepřihlíží. V dalším stupni je nutné prověřit případně doplnit výpočet.

Únosnost ocelového průřezu mikropiloty:

$$N_{Rd} = 4624,4 \cdot 355 / 1,5 / 1000 = 1094,4 \text{ kN} > N_{Ed} = 851,8 \text{ kN} \Rightarrow \text{vyhovuje.}$$

3.3.3 ZESÍLENÍ SPÁRY POD STÁVAJÍCÍM ÚLOŽNÝM PRAHEM

Zesílení bude provedeno vybetonováním žb. úložného prahu na dřívku pilíře přičemž stávající úložný práh bude spojen s novým pomocí vlepené výztuže a nový práh s dřívkem pomocí mikropilot z kapitoly. Podrobný návrh řešení bude proveden v dalším stupni PD.



4 ČÁST 4 – ZÁVĚR A SHRnutí VÝSLEDKŮ

4.1 ZÁVĚR STATICKÉHO VÝPOČTU

4.1.1 VŠEOBECNĚ

V průběhu výpočtu bylo zjištěno, že nosná konstrukce a spodní stavba nevyhovuje na stávající přechodnost C2-55.

Jedná se o posouzení 1. diagonály a 1. dolního pasu v místě u pevného ložiska, kde vlivem vodorovných podélných sil (od brzdných a rozjezdových sil a od podélného větru) dochází vlivem excentricity reakce vůči prvkům diagonály a dolního pasu k jejich zvýšenému ohybovému namáhání a tím k jejich nízké zatížitelnosti.

U spodní stavby nevyhovuje posouzení spáry nad základem a dále spára pod úložným prahem a ani základová spára.

Vzhledem k tomu bylo přijato následující rozhodnutí:

Bude předpokládáno, že na mostě bude zakázáno brzdění do doby rekonstrukce (provedení opatření).

Do 10 let bude provedena rekonstrukce mostu tak, aby mohl zákaz brzdných sil mohl být zrušen a most provozován na přechodnost C2-55 resp. i D4-55 bez omezení.

Podrobnosti opatření viz kapitola 2.1.10 a 3.3. Jedná se zejména o instalaci dodatečných vodorovných ložisek (řeší krajní diagonálu a dolní pas) a zesílení pilíře pomocí mikropilot.

Zatížitelnost a přechodnost mostu je proto uvedena pro 3 stavy:

1. Stávající stav
2. Stav se zákazem brzdných a rozjezdových sil
3. Stav pro rekonstrukci (stav po provedení opatření - viz kapitola 2.1.10 a 3.3)

Podrobné tabulky zatížitelnosti a přechodnosti pro všechny prvky jsou uvedeny v příloze C a D. Dále jsou uvedeny tabulky jen pro rozhodující prvky dané konstrukční skupiny.



4.1.1.1 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 01 (POLE 1) – STÁVAJÍCÍ STAV



Ing. Pavel Očadlík

4.1.1.2 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 02 (POLE 2) – STÁVAJÍCÍ STAV



Přehled zatížitelnosti částí mostu (dle S5/1)

A. Identifikace mostu

0242 – Karlovy Vary dol. N.
TÚ (číslo, název): (mimo) – Karlovy Vary (mimo) DÚ: Vary km: 02 – K. Vary dol. n. – K. 1 0 0 7

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, poř. číslo K02, pod kolejí č. 1 (ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočtový model: prostorový
Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):
na začátku Uprostřed na konci
poloměr oblouku přímá [m] přímá [m] přechodn. 400 [m]
převýšení koleje 0 [mm] 0 [mm] 0 [mm]
excentricita osy koleje vlevo 7 [m] vlevo 135 [m] vpravo 115 [m]
Směrná úroveň spolehlivosti β = 3,8, zbytková životnost: bez omezení let
Popis použitých úlev:
Iteračně sníženy účinky bočního rázu, rozjezdových a brzdných sil a odstředivé síly dle S5/1 kap. 4.7.8
Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:
Výpočet proveden pro stávající stav – dle diagnostiky konstrukce bez závad s vlivem na statické posouzení
Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu 30 / 11 / 2023
Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:
Ocelová nosná konstrukce K02 – stávající stav

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k _i	typ	L _p	φ _i	L _φ	γ _{Q,LM71}	γ _{Q,LM71,E¹⁾}	Viz číslo strany přepočtu	Z _{LM71}	Z _{LM71,E²⁾}	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
8	hlavní nosník	horní pás	σ _{Nx}	0,944	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 8	0,98		
			σ _{My}	0,079	S		1,05	59,4						
			σ _{Mz}	-0,022	S		1,05	59,4						
9	hlavní nosník	diagonál a	σ _{Nx}	0,932	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 9	0,34		
			σ _{My}	0,005	S		1,05	59,4						
			σ _{Mz}	0,063	S		1,05	59,4						
27	hlavní nosník	dolní pás	σ _{Nx}	0,854	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 27	0,40		
			σ _{My}	-0,102	S		1,05	59,4						
			σ _{Mz}	0,248	S		1,05	59,4						
55	mostovka	podélník	σ _{Nx}	0,388	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 55	1,29		
			σ _{My}	0,609	S		1,24	19,8						
			σ _{Mz}	0,003	S		1,05	59,4						
			τ	0,000	S		1,24	19,8						
57	mostovka	krajní příčník	σ _{Nx}	0,046	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 57	0,77		
			σ _{My}	0,515	S		2,00	3,6						
			σ _{Mz}	0,006	S		1,05	59,4						
			τ	0,433	S		2,00	3,6						
59	mostovka	běžný příčník	σ _{Nx}	0,023	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 59	0,87		
			σ _{My}	0,657	S		1,38	12,2						
			σ _{Mz}	0,000	S		1,05	59,4						
			τ	0,320	S		1,38	12,2						

4.1.1.3 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 01 (POLE 1) – ZÁKAZ BRZDĚNÍ NA MOSTĚ



Přehled zatížitelnosti částí mostu (dle S5/1)

A. Identifikace mostu

0242 – Karlovy Vary dol. N.
TÚ (číslo, název): (mimo) – Karlovy Vary (mimo)

02 – K.
Vary dol.
n. – K.
DÚ: Vary km:

			1	0	0
					7

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř,

poř. číslo K01, pod kolejí č. 1
(ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C, Výpočtový model: prostorový

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

na začátku

Uprostřed

na konci

poloměr oblouku

přechodn. 750 [m]

přímá [m]

přímá [m]

převýšení koleje

0 [mm]

0 [mm]

0 [mm]

excentricita osy koleje

vpravo 153 [m]

vlevo 3 [m]

vpravo 7 [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = 3,8$, zbytková životnost: bez omezení let

Popis použitých úlev:

Iteračně sníženy účinky bočního rázu a odstředivé síly dle S5/1 kap. 4.7.8.

Zákaz brzdění a rozjezd vlaků na mostě

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Výpočet proveden pro stávající stav – dle diagnostiky konstrukce bez závad s vlivem na statické posouzení

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu 30 / 11 / 2023

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Ocelová nosná konstrukce K01 – stávající stav – zákaz brzdění a rozjezdů na mostě

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k _i	typ	L _p	φ _i	L _φ	γ _{Q,LM71}	γ _{Q,LM71,E¹⁾}	Viz číslo strany přepočtu	Z _{LM71}	Z _{LM71,E²⁾}	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
4	hlavní nosník	horní pás	σ _{Nx}	0,924	S		1,05	52,8	1,30		příloha C+D posudek 4	0,91		
			σ _{My}	0,063	S		1,05	52,8						
			σ _{Mz}	0,013	S		1,05	52,8						
9	hlavní nosník	diagonála	σ _{Nx}	0,821	S		1,05	52,8	1,30		příloha C+D posudek 9	1,00		
			σ _{My}	0,217	S		1,05	52,8						
			σ _{Mz}	-0,038	S		1,05	52,8						
35	hlavní nosník	dolní pás	σ _{Nx}	0,898	S		1,05	52,8	1,30		příloha C+D posudek 35	1,29		
			σ _{My}	0,120	S		1,05	52,8						
			σ _{Mz}	-0,019	S		1,05	52,8						
45	mostovka	podélník	σ _{Nx}	0,497	S		1,05	52,8	1,30		příloha C+D posudek 45	1,26		
			σ _{My}	0,157	S		1,24	19,8						
			σ _{Mz}	0,346	S		1,05	52,8						
			τ	0,000	S		1,24	19,8						
49	mostovka	krajní příčník	σ _{Nx}	0,039	S		1,05	52,8	1,30		příloha C+D posudek 49	0,73		
			σ _{My}	0,466	S		2,00	3,6						
			σ _{Mz}	0,012	S		1,05	52,8						
			τ	0,484	S		2,00	3,6						
51	mostovka	běžný příčník	σ _{Nx}	-0,006	S		1,05	52,8	1,30		příloha C+D posudek 51	0,84		
			σ _{My}	0,677	S		1,38	12,2						
			σ _{Mz}	0,000	S		1,05	52,8						
			τ	0,328	S		1,38	12,2						

Dne: 20 / 6 / 2024, zatížitelnost určil:

Ing. Pavel Očadlík

4.1.1.4 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 02 (POLE 2) – ZÁKAZ BRZDĚNÍ NA MOSTĚ



Přehled zatížitelnosti částí mostu (dle S5/1)

A. Identifikace mostu

0242 – Karlovy Vary dol. N.
TÚ (číslo, název): (mimo) – Karlovy Vary (mimo) DÚ: Vary km: 02 – K. Vary dol. n. – K. 1 0 0 7

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, poř. číslo K02, pod kolejí č. 1 (ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C..... Výpočtový model:prostorový.....

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

na začátku Uprostřed na konci
poloměr obloukupřímá..... [m]přímá..... [m]přechodn. 400 [m]
převýšení koleje0..... [mm]0..... [mm]0..... [mm]
excentricita osy kolejevlevo 7..... [m]vlevo 135..... [m]vpravo 115..... [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = 3,8$, zbytková životnost:bez omezení.....let

Popis použitých úlev:

Iteračně sníženy účinky bočního rázu a odstředivé síly dle S5/1 kap. 4.7.8.

Zákaz brzdění a rozjezd vlaků na mostě

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Výpočet proveden pro stávající stav – dle diagnostiky konstrukce bez závad s vlivem na statické posouzení

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu ...30 / ...11... / ...2023

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Ocelová nosná konstrukce K02 – stávající stav – zákaz brzdění a rozjezdů na mostě

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E^1}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	Z_{LM71,E^2}	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
8	hlavní nosník	horní pás	σ_{Nx}	0,944	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 8	0,98		
			σ_{My}	0,079	S		1,05	59,4						
			σ_{Mz}	-0,022	S		1,05	59,4						
9	hlavní nosník	diagonál a	σ_{Nx}	0,930	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 9	0,78		
			σ_{My}	0,005	S		1,05	59,4						
			σ_{Mz}	0,065	S		1,05	59,4						
40	hlavní nosník	dolní pás	σ_{Nx}	0,853	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 40	0,80		
			σ_{My}	0,067	S		1,05	59,4						
			σ_{Mz}	0,081	S		1,05	59,4						
55	mostovka	podélník	σ_{Nx}	0,388	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 55	1,32		
			σ_{My}	0,609	S		1,24	19,8						
			σ_{Mz}	0,003	S		1,05	59,4						
			τ	0,000	S		1,24	19,8						
57	mostovka	krajní příčník	σ_{Nx}	0,046	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 57	0,80		
			σ_{My}	0,515	S		2,00	3,6						
			σ_{Mz}	0,006	S		1,05	59,4						
			τ	0,433	S		2,00	3,6						
59	mostovka	běžný příčník	σ_{Nx}	0,010	S		1,05	59,4	1,30		příloha C+D posudek 59	0,87		
			σ_{My}	0,662	S		1,38	12,2						
			σ_{Mz}	0,000	S		1,05	59,4						
			τ	0,328	S		1,38	12,2						

Dne: 20 / 6 / 2024, zatížitelnost určil:

Ing. Pavel Očadlík

4.1.1.5 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 01 (POLE 1) – STAV PO REKONSTRUKCI



Ing. Pavel Očadlík

4.1.1.6 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI NOK - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – K 02 (POLE 2) – STAV PO REKONSTRUKCI



Ing. Pavel Očadlík

4.1.1.7 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI SPODNÍ STAVBY - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – STÁVAJÍCÍ STAV



Přehled zatížitelnosti částí mostu (dle S5/1)

A. Identifikace mostu

0242 – Karlovy Vary dol. N.
TÚ (číslo, název): (mimo) – Karlovy Vary (mimo) DÚ: Vary km:

02 – K.
Vary dol.
n. – K.

		1	0	0	7

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, poř. číslo P01, pod kolejí č. 1 (ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C..... Výpočtový model:prostorový.....

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	Uprostřed	na konci
poloměr oblouku	přechodn. 750 [m]	přímá [m]	přechodn. 400 [m]
převýšení koleje	0 [mm]	0 [mm]	0 [mm]
excentricita osy koleje	vpravo 153 [m]	vlevo 7 [m]	vpravo 115 [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = 3,8$, zbytková životnost: bez omezení let

Popis použitých úlev:

Iteračně sníženy účinky bočního rázu, rozjezdových a brzdných sil a odstředivé síly dle S5/1 kap. 4.7.8

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Výpočet proveden pro stávající stav – dle diagnostiky konstrukce bez závad s vlivem na statické posouzení

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu 30 / 11 / 2023

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Spodní stavba – pilíř P01 – stávající stav

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k _i	typ	L _p	ϕ _i	L _ϕ	γ _{Q,LM71}	γ _{Q,LM71,E¹⁾}	Viz číslo strany přepočtu	Z _{LM71}	Z _{LM71,E²⁾}	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
-	Pilíř P01	základ. spára	svislá reakce	1	S		1,0	-	1,30		129	0,00		

Dne: 20 / 6 / 2024, zatížitelnost určil: Ing. Pavel Očadlík

Přehled zatížitelnosti částí mostu (dle S5/1)

A. Identifikace mostu

0242 – Karlovy Vary dol. N.
TÚ (číslo, název): (mimo) – Karlovy Vary (mimo) DÚ: Vary km:

02 – K.
Vary dol.
n. – K.

		1	0	0	7

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, poř. číslo O1+O2 , pod kolejí č. 1 (ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: A..... Výpočtový model:prostorový.....

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	Uprostřed	na konci
poloměr oblouku	přechodn. 750 [m]	přímá [m]	přechodn. 400 [m]
převýšení koleje	0 [mm]	0 [mm]	0 [mm]
excentricita osy koleje	vpravo 153 [m]	vlevo 7 [m]	vpravo 115 [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = 3,8$, zbytková životnost: bez omezení let

Popis použitých úlev:

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Stávající stav – dle diagnostiky konstrukce bez závad s vlivem na statické posouzení

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu 30 / 11 / 2023

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Spodní stavba – opěry O1+O2 – stávající stav – určeno odborným odhadem

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k _i	typ	L _p	ϕ _i	L _ϕ	γ _{Q,LM71}	γ _{Q,LM71,E¹⁾}	Viz číslo strany přepočtu	Z _{LM71}	Z _{LM71,E²⁾}	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
-	Opěry O1+O2	-	svislá reakce	1			1,0	-	1,30		-	2,00		

Dne: 20 / 6 / 2024 , zatížitelnost určil: Ing. Pavel Očadlík

4.1.1.8 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI SPODNÍ STAVBY - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – ZÁKAZ BRZDĚNÍ NA MOSTĚ



Přehled zatížitelnosti částí mostu (dle S5/1)

A. Identifikace mostu

0242 – Karlovy Vary dol. N.
TÚ (číslo, název): (mimo) – Karlovy Vary (mimo) DÚ: Vary km:

02 – K.
Vary dol.
n. – K.

		1	0	0	7

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř,

poř. číslo P01 , pod kolejí č. 1
(ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C..... Výpočtový model:prostorový.....

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	Uprostřed	na konci
poloměr oblouku	přechodn. 750 [m]	přímá [m]	přechodn. 400 [m]
převýšení koleje	0 [mm]	0 [mm]	0 [mm]
excentricita osy koleje	vpravo 153 [m]	vlevo 7 [m]	vpravo 115 [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = 3,8$, zbytková životnost: bez omezení let

Popis použitých úlev:

Zákaz brzdění a rozjezd vlaků na mostě

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Výpočet proveden pro stávající stav – dle diagnostiky konstrukce bez závad s vlivem na statické posouzení

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu 30 / 11 / 2023

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Spodní stavba – pilíř P01 – stávající stav – zákaz brzdění a rozjezdů na mostě

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k _i	typ	L _p	ϕ _i	L _ϕ	γ _{Q,LM71}	γ _{Q,LM71,E¹⁾}	Viz číslo strany přepočtu	Z _{LM71}	Z _{LM71,E²⁾}	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
-	Pilíř P01	základ. spára	svislá reakce	1	S		1,0	-	1,30		129	1,50		

Dne: 20 / 6 / 2024 , zatížitelnost určil:

Ing. Pavel Očadlík

4.1.1.9 SHRnutí VÝSLEDKŮ ZATÍŽITELNOSTI SPODNÍ STAVBY - TABULKA ZATÍŽITELNOSTI – STAV PO REKONSTRUKCI



Přehled zatížitelnosti částí mostu (dle S5/1)

A. Identifikace mostu

02 - K.
Vary dol.
n. - K.
Vary km:

0242 - Karlovy Vary dol. N.
(mimo) - Karlovy Vary (mimo)

DÚ: Vary

1

0

0

7

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř,

poř. číslo P01, pod kolejí č. 1
(ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C..... Výpočtový model:prostorový.....

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

na začátku

Uprostřed

na konci

poloměr oblouku

přechodn. 750 [m]

přímá [m]

přechodn. 400 [m]

převýšení koleje

0 [mm]

0 [mm]

0 [mm]

excentricita osy koleje

vpravo 153 [m]

vlevo 7 [m]

vpravo 115 [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = 3,8$, zbytková životnost: ...bez omezení...let

Popis použitých úlev:

Iteračně sníženy účinky bočního rázu, rozjezdových a brzdných sil a odstředivé síly dle S5/1 kap. 4.7.8

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Výpočet proveden pro stav po rekonstrukci - po zesílení pilíře

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu ...30 / ...11... / ...2023

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Spodní stavba - pilíř P01 - stav po rekonstrukci

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k _i	typ	L _p	ϕ _i	L _ϕ	γ _{Q,LM71}	γ _{Q,LM71,E¹⁾}	Viz číslo strany přepočtu	Z _{LM71}	Z _{LM71,E²⁾}	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
-	Pilíř P01	základ. spára	svislá reakce	1	S		1,0	-	1,30		129	1,50		

Dne: 20 / 6 / 2024, zatížitelnost určil: Ing. Pavel Očadlík

4.1.2 VÝSLEDNÁ ZATÍŽITELNOST A PŘECHODNOST MOSTU

Zatížitelnost a přechodnost mostu je uvedena pro 3 stavy:

1. Stávající stav
2. Stav se zákazem brzdných a rozjezdových sil
3. Stav pro rekonstrukci (stav po provedení opatření - viz kapitola 2.1.10 a 3.3)

4.1.2.1 STÁVAJÍCÍ STAV

Most je bez provedení provozních opatření (viz kapitola 4.2.1) nepřechodný na stávající přechodnost C2/55.

4.1.2.2 ZÁKAZ BRZDĚNÍ NA MOSTĚ

ČÁST MOSTU	POPIS PRVKU	ZATÍŽITELNOST Z_{LM71}
NOK	krajní příčník	0,73
Spodní stavba	pilíř	1,50
Výsledná zatížitelnost	krajní příčník	0,73

Most je v případě zákazu brzdění na mostě ((viz kapitola 4.2.1) přechodný pro traťovou třídu C2/55.

4.1.2.3 STAV PO REKONSTRUKCI

ČÁST MOSTU	POPIS PRVKU	ZATÍŽITELNOST Z_{LM71}
NOK	krajní příčník	0,69
Spodní stavba	pilíř	1,50
Výsledná zatížitelnost	krajní příčník	0,69

Most je v případě provedení opatření (po rekonstrukci (viz kapitola 4.2.1, 2.1.10 a 3.3) přechodný pro traťovou třídu C2/55 a D4/55.



4.2 SHRUTÍ OPATŘENÍ

4.2.1 OPATŘENÍ VYPLÝVAJÍCÍ Z PŘEPOČTU

Provozní opatření

Na mostě neprodleně omezit brzdění a rozjezd vlaků do doby provedení rekonstrukce, nutná podmínka pro provozování mostu na stávající přechodnost C2/55.

Oprava

V horizontu **cca 10 let** připravit a provést projekt rekonstrukce mostu spočívající v instalaci dodatečných podélně pevných ložisek, zesílení pilíře pomocí mikropilot a úložného prahu. Podrobnosti jsou uvedeny v kapitole 2.1.10 a 3.3.

4.2.2 OPATŘENÍ VYPLÝVAJÍCÍ Z DIAGNOSTIKY

Údržba

Provádět běžnou údržbu, vyčištění naplavenin z návodní strany pilíře.

Oprava

V horizontu **cca 1 roku** doplnění dešťového svodu nad pilířem tak, aby voda nezatékala na zděný pilíř, provedení ucpání otvorů pro zamezení zatékání vody do dutin HN a vytvoření výpustných otvorů těchto dutin.

V horizontu **cca 10 let** připravit a provést projekt rekonstrukce mostu spočívající v obnově PKO, sanaci degradovaných ploch železobetonových částí zejména v místech s odpadlou krycí vrstvou a v místech koroze odhalené výztuže. Provést přespárování zdiva v místech degradované malty.

Investice

V případě provedení navržených opravných prací neočekáváme další investici v horizontu dalších cca 30 let.

Ke statickému výpočtu přísluší samostatné přílohy (pouze digitálně) :

PŘÍLOHA A – PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY K01+K02

PŘÍLOHA B – VNITŘNÍ SÍLY K01+K02

PŘÍLOHA C – POSUDKY A URČENÍ ZATÍŽITELNOSTI – 1.MS A ÚNAVA K01+K02

PŘÍLOHA D – TABULKY ZATÍŽITELNOSTI – 1.MS K01+K02

PŘÍLOHA E – POSOUZENÍ PŘECHODNOSTI - 1. MS K01+K02

