
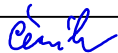



SO 202 PDPS

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM: S-JTSK
VÝŠKOVÝ SYSTÉM: BpV

KRESLIL:	KOLEKTIV		 FÖRSTEROVA Č.P. 175, 566 01 VYSOKÉ MÝTO EMAIL.: MDS@MDSPROJEKT.CZ	
ZPRACOVAL:	ING. FRANTIŠEK ČERNÍK			
TECHNICKÁ KONTROLA:	ING. JAN BURSA			
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
HLAVNÍ PROJEKTANT:	ING. JAN BURSA			
KRAJ: VYSOČINA	OKRES: PELHŘIMOV	OBEC: ŽELIV	STUPEŇ:	PDPS
INVESTOR: KRAJ VYSOČINA, ŽIŽKOVA 57, 587 33 JIHLAVA			ZAK.ČÍSLO:	0709-12-3
AKCE: II/129 ŽELIV – MOST EV. Č. 129-007 A 129-008 OBJEKT: B.3. SO 202 – MOST EV.Č. 129-008			ARCHIVNÍ ČÍSLO:	0709
			DATUM:	7-8/2014
			FORMÁT:	A4
			MĚŘÍTKO:	-
OBSAH: STATICKÝ VÝPOČET			ČÍSLO SOUPRAVY:	ČÍSLO PŘÍLOHY: B.3.16.

STATICKÝ VÝPOČET

II/129 Želiv – most ev.č. 129-007 a 129-008

SO 202 - Most ev.č. 129-008

OBSAH:

1.	POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE	-3-
2.	VÝPOČETNÍ MODEL	-3-
2.1.	Výpočetní programy	-3-
2.2.	Přehled použité literatury, norem a VL	-3-
2.3.	Podklady	-4-
2.4.	Identifikace autora	-7-
3.	PROSTOROVÝ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE	-8-
3.1.	Materiálové charakteristiky	-8-
3.2.	Průřezové charakteristiky	-8-
3.3.	Model	-9-
3.4.	Zatížení aplikovaná na model	-10-
3.5.	Vnitřní síly	-13-
3.6.	Kombinace zatížení	-15-
4.	POSOUZENÍ SPŘAŽENÉ KONSTRUKCE	-16-
4.1.	Hlavní nosníky na ohyb v MSÚ	-16-
4.2.	Krajní hlavní nosníky na napětí v MSP	-17-
4.3.	Druhé krajní hlavní nosníky na napětí v MSP	-21-
4.4.	Omezení průhybu u všech nosníků	-23-
4.5.	Výpočet průhybů a nadvýšení nosníků	-23-
4.6.	Posouzení všech nosníků na smyk	-24-
4.7.	Posouzení všech nosníků na smyk s vlivem boulení	-26-
4.8.	Návrh spřažení	-27-
4.9.	Návrh a posouzení podporové výztuhy	-29-
4.10.	Návrhové hodnoty ložisek	-31-
4.11.	Návrhové hodnoty dilatačních závěrů	-35-
5.	NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE ŽB DESKY	-37-
5.1.	Návrh příčné výztuže desky uprostřed rozpětí	-37-
6.	ZÁVĚR	-38-

1. POPIS NOSNÉ KONSTRUKCE

Nová mostovka jednopolového mostu bude tvořena ze spřažené ocelobetonové konstrukce. Celkem 6 ocelových nosníků bude spojeno nadpodporovým příčnickem a spřaženo pomocí ocelových trnů s železobetonovou monolitickou deskou. Spodní stavby zůstává stávající. Předmětem statického posudku ve stupni DSP je posouzení desky v příčném směru a návrhu ocelových nosníků v podélném směru.

2. VÝPOČETNÍ MODEL

Statický výpočet je proveden dle teorií stavební mechaniky. Pro výpočet průběhů vnitřních sil byl použit prostorový model zatížený dle ČSN EN 1991-1 a ČSN EN 1991-2. Výpočet únosnosti průřezů železobetonové desky v příčném směru bude proveden podle ČSN EN 1992. Výpočet únosnosti spřaženého průřezu v podélném směru bude proveden podle ČSN EN 1994-2.

2.1. Výpočetní programy

Výpočet průběhů vnitřních sil byl proveden v software SCIA Engineer 2012.0. Posouzení spřaženého průřezu v podélném směru bylo provedeno pomocí tabulkového procesoru Microsoft Excel. Posouzení betonového průřezu v příčném směru bylo provedeno pomocí software IDEA Beton.

2.2. Přehled použité literatury, norem a VL

2.2.1. Použité normy

ČSN 73 6200 – Mostní názvosloví
 ČSN 73 6201 – Navrhování mostních objektů
 ČSN 73 6220 – Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací
 ČSN 73 6221 – Prohlídky mostů pozemních komunikací
 ČSN 73 6222 – Zatížitelnost mostů pozemních komunikací
 ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí
 ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení stavebních konstrukcí
 ČSN EN 1991-2 – Zatížení konstrukcí – zatížení mostů dopravou
 ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí - obecná pravidla
 ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí - betonové mosty
 ČSN EN 1994-1-1 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Obecná pravidla
 ČSN EN 1994-2 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Pravidla pro mosty
 ČSN ISO 13822 – Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení stávajících konstrukcí

2.2.2. Použitá literatura

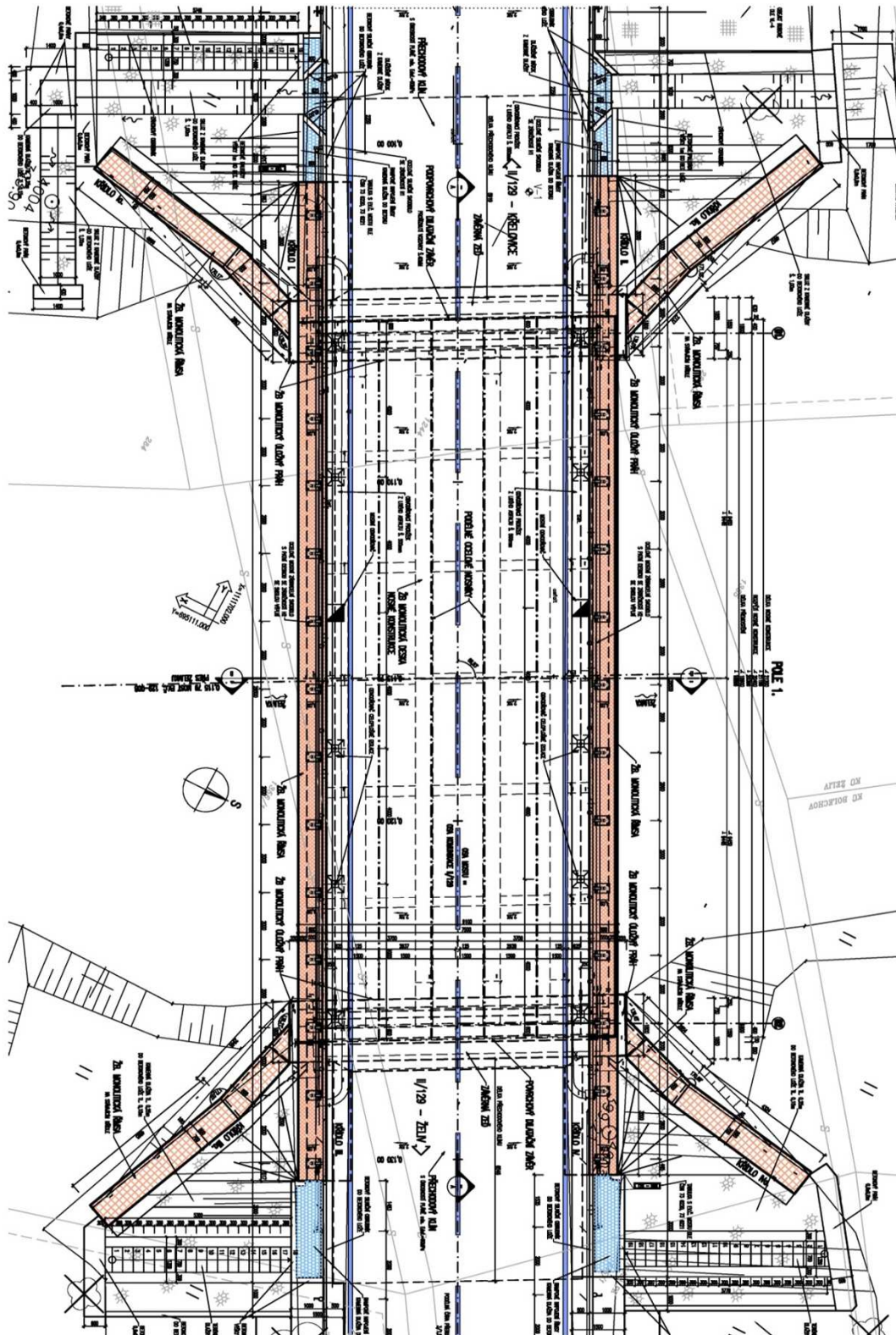
- [1] Novák J. – Hořejší J.: Statika stavebních konstrukcí, SNTL Praha, 19733
- [2] Hořejší J. – Šafka J.: Statické tabulky, SNTL Praha, 1988
- [3] Vítek J.: Mostní stavby, SNTL Praha, 1989
- [4] Kolektiv autorů: Silniční a mostní stavby – texty, Sekurkon Praha, 1996
- [5] Studnička J.: Ocelové konstrukce 10, ČVUT Praha, 2000
- [6] Wald F.: Ocelové konstrukce – Tabulky, ČVUT Praha, 2000
- [7] Rotter, Studnička J.: Ocel. konstrukce 30 – Ocelové mosty, ČVUT Praha
- [8] TP 200 – Stanovení zatížitelnosti mostů pozemních komunikací, Pragoprojekt, 2008
- [9] Kolektiv autorů: Pomůcka pro určování zatížitelnosti starších mostů, SVŠT Bratislava, 1989
- [10] Dolejš J.: Ocelové mosty - cvičení, ČVUT Praha, 2006

2.3. Podklady

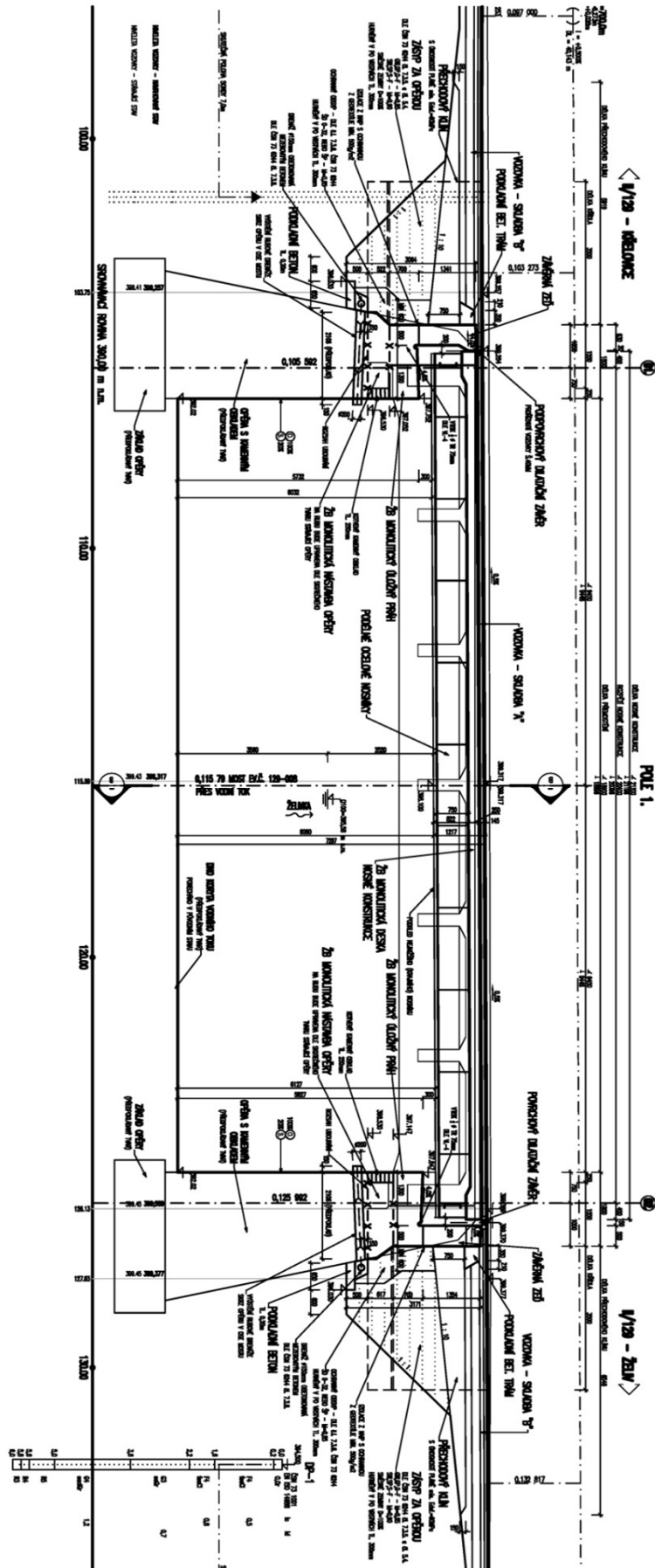
Mostní list, zaměření, prohlídka mostu a návrh nové nosné konstrukce.

2.3.1. Výkresy nové nosné konstrukce

Půdorys:



5



[illegible]

2.4. Identifikace autora

Autor: Ing. František Černík

Firma: MDS projekt s.r.o.
Förstnerova 175, 566 01 Vysoké Mýto
IČO: 274 87 938, DIČ: CZ 274 87 938
tel.: 465 322 451, fax.: 465 322 451
[email.: mds@mdsprojekt.cz](mailto:mds@mdsprojekt.cz)

Kontrolující statik:

Ing. Jan Bursa
autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce

Razítko a podpisy jsou uvedeny na deskách nebo na konci statického výpočtu.

3. PROSTOROVÝ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE

Prostorový model je sestaven jako 2D betonová deska s 1D žebry jako ocelovými nosníky.

3.1. Materiálové charakteristiky

Ocelové nosníky:

ocel S355

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1$$

$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

beton C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$E_c = 32000 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\alpha_{cc} = 1$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

(podle 2.4.1.2. normy ČSN EN 1994-2)

(podle 3.1.6. normy ČSN EN 1992-2)

pro posouzení podélného spřaženého nosníku:

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

pro posouzení příčného směru ŽB desky:

$$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$$

3.2. Průřezové charakteristiky

3.2.1. Hlavní nosníky

složený průřez:

horní pásnice: šířka: 200 mm

tloušťka: 20 mm

dolní pásnice: šířka: 300 mm

tloušťka: 20 mm

stojina:

celková výška nosníku:

$$h = 750 \text{ mm}$$

tloušťka: 10 mm

průřezové charakteristiky:

délka jednoho nosníku:

$$L = 21,1 \text{ m}$$

plocha průřezu: $A = 0,017100 \text{ m}^2$

hmotnost jednoho nosníku:

$$m = 2,832 \text{ t}$$

statický moment k dolnímu líci:

$$S_{y0} = 5,68E+06 \text{ mm}^3$$

poloha těžiště k dolnímu líci:

$$e_d = 332,30994 \text{ mm}$$

moment setrvačnosti:

$$I_y = 1,6E+09 \text{ mm}^4$$

Průřezový modul - horní povrch:

$$W_{y,h} = -3829822,4 \text{ mm}^3$$

Průřezový modul - dolní povrch:

$$W_{y,d} = 4813815,5 \text{ mm}^3$$

3.2.2. Nadpodporové příčníky

válcovaný průřez: U400

celková výška nosníku:

 $h = 400 \text{ mm}$

plocha průřezu:

 $A = 0,009150 \text{ m}^2$

délka jednoho nosníku:

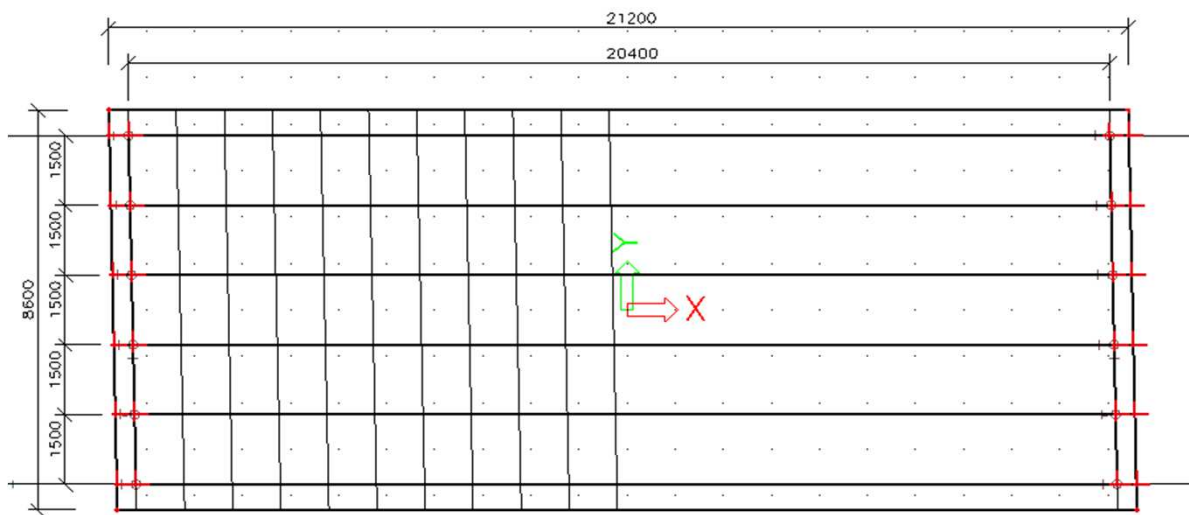
 $L = 7,5 \text{ m}$

hmotnost jednoho nosníku:

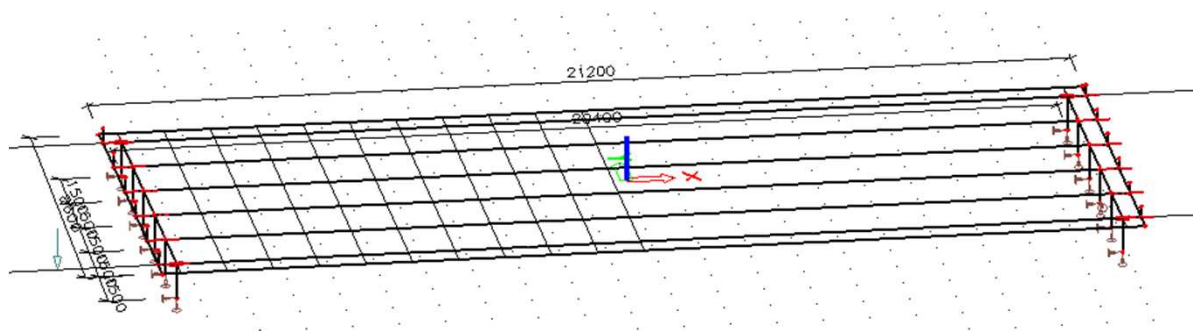
 $m = 0,539 \text{ t}$

3.3. Model

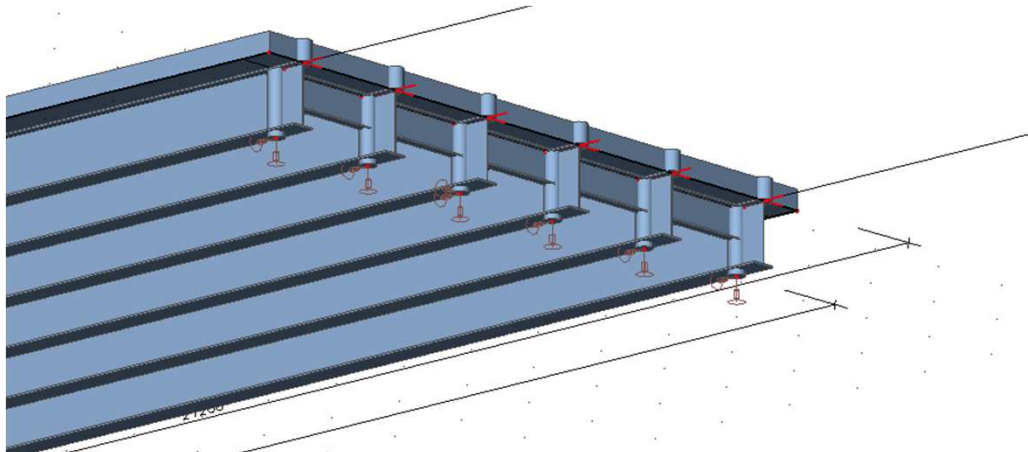
Půdorys - schéma:



Axonometrie - schéma:



Axonometrie oblasti u opěry - se zobrazenými povrchy:



3.4. Zatížení aplikovaná na model

3.4.1. Zatížení vlastní tíhou

	plocha	obj. tíha	$g_{s,k}$	tloušťka/délka	tíha
	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kN]
hlavní nosníky	1,71E-02	78,5	1,34235	126,6	169,94151
nadpodporové příčnický	9,15E-03	78,5	0,718275	15	10,774125
deska NK	1,82E+02	25	4558	0,25	1139,5
				suma	1320,215635

Součet reakcí od vlatní tíhy v modelu - 1321,0 kN.

3.4.2. Zatížení ostatním stálým zatížením

Plošná zatížení:

	tloušťka	obj. tíha	$g_{s,k}$	plocha	tíha
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]
tloušťka vozovky	0,145	22	3,19	159	507,21
pochozí část římsy	0,27	25	6,75	23,32	157,41
				suma	664,62

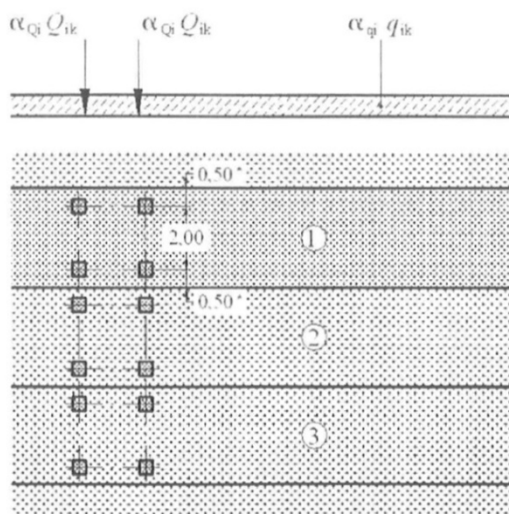
Spojité zatížení:

	plocha	obj. tíha	$g_{s,k}$	loušťka/délka	tíha
	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]	[m]	[kN]
zábradelní svodidlo			1	42,4	42,4
převislá část římsy	0,1375	25	3,4375	42,4	145,75
				suma	188,15

3.4.3. Zatížení dopravou pro návrh hlavních nosníků

Skupina pozemních komunikací 2

Model zatížení LM1



Legenda

(1) pruh č. 1: $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$

(2) pruh č. 2: $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

(3) pruh č. 3: $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

* pro $w_l = 3,00 \text{ m}$

šířka zatěžovacího prostoru $w = 7,5 \text{ m}$
 šířka zatěžovacích pruhů: $w_1 = 3 \text{ m}$ dva zatěžovací pruhy

zatěžovací rozměr od jednoho kola $b = 0,94 \text{ m}$
 (rozměr kola + 2x roznos vozovkou + 2x polovina spřažené desky)

zatěžovací plocha celkem: $A_c = 0,8836 \text{ m}^2$

regulační součinitelé pro ČR:

$\alpha_{Q1} = 0,8$

$\alpha_{Q2} = \alpha_{Q3} = \alpha_{q1} = 0,5$

$\alpha_{q2} = \alpha_{q3} = \alpha_{qr} = 1$

Soustředěná síla od jednoho kola:

	$Q_k \text{ [kN]}$	$Q_{k,red} \text{ [kN]}$	$Q_{k,red,pl} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$q_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$q_{k,red} \text{ [kN/m}^2\text{]}$
pruh č. 1:	150	120	135,808	9	4,5
pruh.č. 2:	100	50	56,587	2,5	2,5
zbytek:	-	-	-	2,5	2,5

Model zatížení na únavu 3:

Most není třeba navrhovat na účinky únavy. Ze statistik sčítání dopravy v daném úseku a z mostní prohlídky projektanta je zřejmé, že intenzita dopravy na mostě je velmi nízká. Nelze očekávat výrazné zvýšení dopravy na dané komunikaci v budoucnu.

Brzdné a rozjezdové síly:

délka nosné konstrukce	$L =$	21,2 m
brzdná síla	$Q_{lk} =$	333,792 kN
spojité zatížení	$q_{lk} =$	15,744906 kN/m

Brzdná síla je aplikována na nosnou konstrukci jako spojité zatížení v ose krajního jízdního pruhu.

3.4.4. Zatížení teplotou

Účinky teploty lze zanedbat při analýze mezních stavů únosnosti (kromě únavy) spřažených prvků, jestliže jsou všechny průřezy třídy 1 nebo 2.

Pro vyšetření mezního stavu použitelnosti je zatížení teplotou dáno:

Použije se postup 2 podle ČSN EN 1991-1-5.

Dle obrázku 6.2b bude zatížena betonová deska teplotami:

oteplení :	$\Delta T =$	10 °C
ochlazení:	$\Delta T =$	-10 °C

Tyto hodnoty obsahují jak složky rovnoměrného, tak nerovnoměrného oteplení nebo ochlazení.

Pro výpočet deformací NK je nutné vypočítat rovnoměrné složky teploty:

T_{max}	38,1 °C	$dT_{e\ max, horni}$	4,5 °C
T_{min}	-33,1 °C	$dT_{e\ min, horni}$	4,5 °C
T_0	10,0 °C		

rovnoměrné složky teploty:

$T_{e\ max}$	42,6 °C
$T_{e\ min}$	-28,6 °C

Maximální rozsahy rovnoměrné složky teploty:

$\Delta T_{N, noc} = T_0 - T_{e\ min}$	38,6 °C
$\Delta T_{N, exp} = T_{e\ max} - T_0$	32,6 °C

3.4.5. Zatížení od smršťování betonu

Účinky smršťování a dotvarování lze zanedbat při analýze mezních stavů únosnosti (kromě únavy) spřažených prvků, jestliže jsou všechny průřezy třídy 1 nebo 2.

Pro vyšetření mezního stavu použitelnosti budou při přepočtu z ohybových momentů na napětí vzaty v úvahu zmenšené tuhosti betonové desky vlivem dotvarování betonu.

Vstupní hodnoty pro výpočet:

relativní vlhkost prostředí		80 %
beton		C30/37
neom. poměrné smršť. vysychání	$\epsilon_{cd,0} =$	0,00027
průřez. pl. desky nosné konstrukc	$A =$	2,15 m ²
obvod vyst. vysych. zákl.desky	$u =$	17,7 m

Hodnota celkového poměrného smršťování:

náhradní rozměr průřezu:	$h_0 =$	0,2429379 m
součinitel:	$k_h =$	0,8
poměrné smršťování vysycháním	$\epsilon_{cd,\infty} =$	0,000216

poměrné autogení smršťování: $\epsilon_{ca}(\infty) = 0,00005$

celkové poměrné smršťování: $\epsilon_{cs,\infty} = 0,000266$

Zatížení ŽB desky rovnoměrným ochlazením:

$$T_{R-} = -22,16667 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Poměrné smršťování v době uvedení do provozu:

čas uvedení do provozu: $t = 28$ dní

stáří betonu na začátku smršťování: $t_s = 1$ dní

součinitel $\beta_{ds}(t, t_s) = 0,151293$

součinitel $\beta_{as}(t) = 0,6529549$

celkové poměrné smršťování: $\epsilon_{cs,t} = 6,533\text{E-}05$

Zatížení ŽB desky rovnoměrným ochlazením:

$$T_{R-} = -5,443919 \text{ } ^\circ\text{C}$$

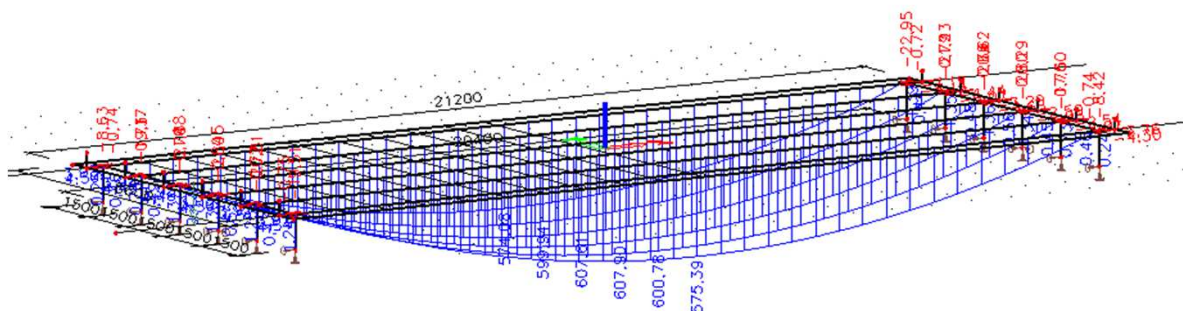
3.5. Vnitřní síly

3.5.1. Přehled zatěžovacích stavů

- 1) Vlastní tíha
- 2) Ostatní stálé
- 3) Zatížení soustavou LM1 - několik zatěžovacích stavů s různým rozmištěním po ploše mostu
- 4) Zatížení brzdou silou
- 5) Zatížení nerovnoměrnými teplotami
- 6) Zatížení rovnoměrnými teplotami
- 7) Zatížení smršťováním v čase uvedení do provozu
- 8) Zatížení smršťováním v čase konec životnosti

3.5.2. Vlastní tíha

Ohybové momenty v hlavních nosnících:



3.6. Kombinace zatížení

Pro mezní stav únosnosti platí rozhodující z těchto dvou výrazů:

$$\Sigma \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q \psi_0 Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10a$$

$$\Sigma \xi \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10b$$

Součinitele pro STR/GEO

Soubor (B)

$\gamma_{G,sup}$	1,35
$\gamma_{G,inf}$	1,00
ξ	0,85
$\gamma_{Q,D}$	1,35 zatížení dopravou
γ_P	1,00
$\psi_{0,D}$	0,75 dopravní zatížení

3.6.1. Ohybový moment v krajních hlavních nosnících pro MSÚ:

Krajní nosníky:

stálá zatížení	970,6 kNm
zatížení dopravou gr1a	1116,8 kNm

	ξ	$\gamma_{Q,D}$	$\psi_{0,D}$	M_d [kNm]
6.10a	1,00	1,35	0,75	2441,07
6.10b	0,85	1,35	1,00	2621,44

rozhodující $M_d = 2621,44$ kNm

Rozhodující pro návrh v MSÚ jsou krajní nosníky.

4. POSOUZENÍ SPŘAŽENÉ KONSTRUKCE

4.1. Hlavní nosníky na ohyb v MSÚ

4.1.1. Zatřídění průřezu

Horní pásnice je u spřažených průřezů třídy 1. pokud je po délce spřažená

poměr $\varepsilon = 0,8136165$

stojina: $c = 710 \text{ mm}$
 $t = 10 \text{ mm}$

$c/t = 71 < 100,88845$
STOJINA JE 3. TŘÍDY

Stojina by měla být maximálně třídy 3, kvůli rozdělení napětí v MSP. V MSÚ se může i tak použít plastická únosnost, protože při MSÚ je stojina celá v tahu.

dolní pásnice: celá v tahu, průřez třídy 1.

NOSNÍK JE 3. TŘÍDY

4.1.2. Plastický moment únosnosti

Výpočet efektivní šířky spolupůsobící betonové desky

vzdálenost mezi osami vnějších spřahovacích prvků:

$b_0 = 0,15 \text{ m}$ (předpoklad)

vzdálenost mezi body nulového ohybového momentu = rozpětí NK:

$L_e = 20,40 \text{ m}$

účinná šířka betonové pásnice: $b_i = 2,55 \text{ m}$

vypočtená šířka je větší než šířka desky

efektivní šířka je: $b_{eff} = 1,30 \text{ m}$

Předpoklad, že neutrálná osa prochází betonovým průřezem:

plocha ocelového nosníku: $A_a = 0,0171 \text{ m}^2$

návrhová mez kluzu: $f_{yd} = 355,00 \text{ MPa}$

tahová síla v ocelovém průřezu: $N_{pl,a} = 6070,50 \text{ kN}$

plocha betonové desky: $A_c = 0,33 \text{ m}^2$

návrhová pevnost betonu: $f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$

tlaková síla v betonovém průřezu: $N_{c,f} = 5525,00 \text{ kN}$

$N_{pl,a} = 6070,50 \text{ kN} > N_{c,f} = 5525,00 \text{ kN}$

NEUTRÁLNÍ OSA PROCHÁZÍ OCELOVÝM PRŮŘEZEM

Případná tlaková síla v horní pásnici:

$$N_{pl,ap} = 1420,00 \text{ kN}$$

NEUTRÁLNÍ OSA PROCHÁZÍ HORNÍ OCELOVOU PÁSNICÍ

Pro zjednodušení lze uvažovat, že rameno dvojice sil zůstává stejné.

Skutečná poloha neutrální osy od horních vláken (zjednodušený předpoklad):

$$x_c = 0,25 \text{ m}$$

Poloha těžiště ocelového průřezu od dolních vláken:

$$x_a = 0,332 \text{ m}$$

Celková výška průřezu:

$$h = 1,00 \text{ m}$$

Vzdálenost dvojice sil:

$$d = 0,54 \text{ m}$$

Plastický moment únosnosti:

$$M_{pl,Rd} = 3146,38 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = 3146,38 \text{ kNm}$$

>

$$M_{Ed} = 2621,44 \text{ kNm}$$

ÚNOSNOST PRŮŘEZU VYHOVUJE

4.2. Krajiní hlavní nosníky na napětí v MSP

Pro výpočet napětí bude provedena analýza s uvažováním dotvarování a smršťování betonu podle čl. 5.4.2.2 normy ČSN EN 1994-2.

4.2.1. Výpočet pracovních součinitelů v čase uvedení do provozu

Pracovní součinitelé platí pro všechny hlavní nosníky.

pevnost betonu:

$$f_{cm} = 38 \text{ Mpa}$$

modul pružnosti betonu:

$$E_{cm} = 33000 \text{ Mpa}$$

modul pružnosti oceli:

$$E_a = 210000 \text{ Mpa}$$

čas uvedení do provozu:

$$t = 28 \text{ dní}$$

pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení:

$$n_0 = 6,36$$

relativní vlhkost:

$$RH = 80,00 \%$$

náhradní tloušťka desky:

$$h_0 = 0,243 \text{ m}$$

součinitel

$$\beta_H = 614,5$$

součinitel

$$\beta(f_{cm}) = 2,7$$

součinitel

$$\Phi_{RH} = 1,3$$

začátek dotvarování

$$t_0 = 14 \text{ dní}$$

součinitel

$$\beta_c(t-t_0) = 0,3194$$

součinitel

$$\beta(t_0) = 0,557$$

teoretický součinitel	$\Phi_0 =$	2,0047	3,2717
součinitel dotvarování	$\Phi_t =$	0,640	1,265
násobitel součinitele dotvarování	$\psi_L =$	1,10	0,55
pracovní součinitelé	$n_L =$	10,85	10,79

4.2.2. Výpočet pracovních součinitelů v čase konec životnosti

Pracovní součinitelé platí pro všechny hlavní nosníky.

pevnost betonu:	$f_{cm} =$	38 Mpa
modul pružnosti betonu:	$E_{cm} =$	33000 Mpa
modul pružnosti oceli:	$E_a =$	210000 Mpa
čas konec životnosti:	$t =$	36500 dní

pracovní součinitel pro krátkodobé zatížení:

$$n_0 = 6,36$$

relativní vlhkost:	RH	80,00 %
náhradní tloušťka desky:	$h_0 =$	0,24 m
součinitel	$\beta_H =$	614,5
součinitel	$\beta(f_{cm}) =$	2,7
součinitel	$\Phi_{RH} =$	1,3

		pro ostatní stálé	pro smršťování	
začátek dotvarování	$t_0 =$	14	1	dni
součinitel	$\beta_c(t-t_0) =$	0,9950	0,9950	
součinitel	$\beta(t_0) =$	0,557	0,909	
teoretický součinitel	$\Phi_0 =$	2,0047	3,2717	
součinitel dotvarování	$\Phi_t =$	1,995	3,255	
násobitel součinitele dotvarování	$\psi_L =$	1,10	0,55	
pracovní součinitelé	$n_L =$	20,33	17,76	

4.2.3. Průřezové charakteristiky

	ocelový průřez	krátkod. zatížení	ost. st. uv. do prov.	ost. st. kon. živ.	smršť. uv. do prov.	smršť. kon. živ.
prac. souč. n_L [-]	-	6,3636	10,8459	20,3263	10,7905	17,7573
Beton						
šířka b_c [mm]	0	1300	1300	1300	1300	1300
ideální šířka b_{ci} [mm]	0	204,3	119,9	64,0	120,5	73,2
tloušťka t_{ci} [mm]	0	250	250	250	250	250
Ideální průřez						
výška h_i [mm]	750	1000	1000	1000	1000	1000
plocha A_i [mm ²]	17100	68171	47065	33089	47219	35402
statický moment k dol. lici S_{y0} [mm ³]	5,68E+06	5,04E+07	3,19E+07	1,97E+07	3,20E+07	2,17E+07
poloha těž. e_t [mm]	417,7	261,1	322,2	405,5	321,5	387,1
poloha těž. e_b [mm]	332,3	738,9	677,8	594,5	678,5	612,9
mom. setr. I_{iy} [mm ⁴]	1,6E+09	5,6E+09	5,0E+09	4,1E+09	5,0E+09	4,3E+09
Průřezové moduly						
bet. h. $W_{iy,ct}$ [mm ³]		-2,2E+07	-1,5E+07	-1,0E+07	-1,5E+07	-1,1E+07
bet. d. $W_{iy,cb}$ [mm ³]		-5,1E+08	-6,9E+07	-2,6E+07	-6,9E+07	-3,1E+07
ocel h. $W_{iy,at}$ [mm ³]	-3,8E+06	-5,1E+08	-6,9E+07	-2,6E+07	-6,9E+07	-3,1E+07
ocel d. $W_{iy,ab}$ [mm ³]	4,8E+06	7,6E+06	7,3E+06	6,9E+06	7,3E+06	7,0E+06

4.2.4. Výpočet normálových napětí v čase uvedení do provozu

Ohybové momenty jsou převzaty z prostorového modelu SCIA:

Krajní nosníky:

vlastní tíha	582,6 kNm
ostatní stálé	394,6 kNm
zatížení dopravou gr1a	1118,9 kNm
zatížení teplotou	8,9 kNm
zatížení smrštěním	4,9 kNm

Ohybovým momentům odpovídají napětí:

Krajní nosníky:

	vl. tíha	ost. stálé	doprava	teplota	smrštění	
Beton horní líc:	0	-2,36	-8,14	-0,06	-0,03	Mpa
Beton dolní líc:	0	-0,53	-0,35	0,00	-0,01	Mpa
Ocel horní líc:	-152,12	-5,74	-2,21	-0,02	-0,07	Mpa
Ocel dolní líc:	121,03	53,90	146,62	1,17	0,67	Mpa

4.2.5. Výpočet normálových napětí v čase konec životnosti

Ohybové momenty jsou převzaty z prostorového modelu SCIA:

Krajní nosníky:

vlastní tíha	582,6 kNm
ostatní stálé	394,6 kNm

zatížení dopravou gr1a	1118,9 kNm
zatížení teplotou	8,9 kNm
zatížení smrštěním	19,8 kNm

Ohybovým momentům odpovídají napětí:

Krajní nosníky:

	vl. tíha	ost. stálé	doprava	teplota	smrštění	
Beton horní líc:	0	-1,91	-8,14	-0,06	-0,10	Mpa
Beton dolní líc:	0	-0,73	-0,35	0,00	-0,04	Mpa
Ocel horní líc:	-152,12	-14,90	-2,21	-0,02	-0,63	Mpa
Ocel dolní líc:	121,03	56,99	146,62	1,17	2,82	Mpa

4.2.6. Kombinace zatížení

Pro mezní stav použitelnosti platí pro charakteristickou kombinaci:

$$\Sigma G_k + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_0 Q_k$$

$$\psi_{0,D} \quad 0,75 \text{ dopravní zatížení}$$

$$\psi_{0,T} \quad 0,60 \text{ zatížení teplotou}$$

	začátek provozu	konec životnosti	rozhodující
	krajní nosníky	krajní nosníky	
Beton horní líc:	-10,54	-10,19	-10,54 Mpa
Beton dolní líc:	-0,88	-1,12	-0,88 Mpa
Ocel horní líc:	-160,08	-169,87	-169,87 Mpa
Ocel dolní líc:	322,25	328,16	328,16 Mpa

4.2.7. Posouzení spřaženého nosníku v MSP

Posouzení napětí v betonové desce:

Maximální tlakové napětí

$$k_1 f_{ck} = -18,00 \text{ Mpa}$$

$$k_1 f_{ck} = -18,00 \text{ Mpa} < \sigma_{ck} = -10,54 \text{ Mpa}$$

NAPĚTÍ PRŮŘEZU VYHOVUJE

Maximální tahové napětí

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ Mpa} > \sigma_{ct} = -0,88 \text{ Mpa}$$

NAPĚTÍ PRŮŘEZU VYHOVUJE

Posouzení napětí v konstrukční oceli:

$$f_y / \gamma_{M,ser} = 355,00 \text{ Mpa}$$

$$f_y / \gamma_{M,ser} = 355,00 \text{ Mpa} > \sigma_{yt} = 328,16 \text{ Mpa}$$

NAPĚTÍ PRŮŘEZU VYHOVUJE

4.3. Druhé krajní hlavní nosníky na napětí v MSP

Pro výpočet napětí bude provedena analýza s uvažováním dotvarování a smršťování betonu podle čl. 5.4.2.2 normy ČSN EN 1994-2.

Výpočet pracovních součinitelů bude převzat od krajních nosníků.

4.3.1. Průřezové charakteristiky

	ocelový průřez	krátkod. zatížení	ost. st. uv. do prov.	ost. st. kon. živ.	smršť. uv. do prov.	smršť. kon. živ.
prac. souč. n_L [-]	-	6,3636	10,8459	20,3263	10,7905	17,7573
Beton						
šířka b_c [mm]	0	1500	1500	1500	1500	1500
ideální šířka b_{ci} [mm]	0	235,7	138,3	73,8	139,0	84,5
tloušťka t_{ci} [mm]	0	250	250	250	250	250
Ideální průřez						
výška h_i [mm]	750	1000	1000	1000	1000	1000
plocha A_i [mm ²]	17100	76029	51675	35549	51853	38218
statický moment k dol. lici S_{v0} [mm ³]	5,68E+06	5,72E+07	3,59E+07	2,18E+07	3,61E+07	2,42E+07
poloha těž. e_t [mm]	417,7	247,1	304,6	386,0	304,0	367,8
poloha těž. e_b [mm]	332,3	752,9	695,4	614,0	696,0	632,2
mom. setr. I_{iy} [mm ⁴]	1,6E+09	5,8E+09	5,1E+09	4,3E+09	5,2E+09	4,5E+09
Průřezové moduly						
bet. h. $W_{iy,ct}$ [mm ³]		-2,4E+07	-1,7E+07	-1,1E+07	-1,7E+07	-1,2E+07
bet. d. $W_{iy,cb}$ [mm ³]		2,0E+09	-9,4E+07	-3,2E+07	-9,6E+07	-3,8E+07
ocel h. $W_{iy,at}$ [mm ³]	-3,8E+06	2,0E+09	-9,4E+07	-3,2E+07	-9,6E+07	-3,8E+07
ocel d. $W_{iy,ab}$ [mm ³]	4,8E+06	7,7E+06	7,4E+06	7,0E+06	7,4E+06	7,1E+06

4.3.2. Výpočet normálových napětí v čase uvedení do provozu

Ohybové momenty jsou převzaty z prostorového modelu SCIA:

Druhé krajní nosníky:

vlastní tíha	607,6 kNm
ostatní stálé	383,6 kNm
zatížení dopravou gr1a	1106,8 kNm
zatížení teplotou	14,1 kNm
zatížení smrštěním	7,7 kNm

Ohybovým momentům odpovídají napětí:

Druhé krajní nosníky:

	vl. tíha	ost. stálé	doprava	teplota	smrštění	
Beton horní líc:	0	-2,09	-7,40	-0,09	-0,04	Mpa
Beton dolní líc:	0	-0,37	0,09	0,00	-0,01	Mpa
Ocel horní líc:	-158,65	-4,07	0,56	0,01	-0,08	Mpa
Ocel dolní líc:	126,22	51,80	143,43	1,83	1,04	Mpa

4.3.3. Výpočet normálových napětí v čase konec životnosti

Ohybové momenty jsou převzaty z prostorového modelu SCIA:

Druhé krajní nosníky na straně bez cyklostezky:

vlastní tíha	607,6 kNm
ostatní stálé	383,6 kNm
zatížení dopravou gr1a	1106,8 kNm
zatížení teplotou	14,1 kNm
zatížení smrštěním	31,3 kNm

Ohybovým momentům odpovídají napětí:

Druhé krajní nosníky na straně bez cyklostezky:

	vl. tíha	ost. stálé	doprava	teplota	smrštění	
Beton horní líc:	0	-1,69	-7,40	-0,09	-0,14	Mpa
Beton dolní líc:	0	-0,60	0,09	0,00	-0,05	Mpa
Ocel horní líc:	-158,65	-12,11	0,56	0,01	-0,82	Mpa
Ocel dolní líc:	126,22	54,65	143,43	1,83	4,40	Mpa

4.3.4. Kombinace zatížení

Pro mezní stav použitelnosti platí pro charakteristickou kombinaci:

$$\Sigma G_k + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_0 Q_k$$

$\psi_{0,D}$ 0,75 dopravní zatížení

$\psi_{0,T}$ 0,60 zatížení teplotou

	začátek provozu	konec životnosti	rozhodující
	krajní nosníky	krajní nosníky	
Beton horní líc:	-9,54	-9,29	-9,54 Mpa
Beton dolní líc:	-0,29	-0,55	-0,29 Mpa
Ocel horní líc:	-162,15	-171,02	-171,02 Mpa
Ocel dolní líc:	322,55	329,80	329,80 Mpa

4.3.5. Posouzení spřaženého nosníku v MSP

Posouzení napětí v betonové desce:

Maximální tlakové napětí

$$k_1 f_{ck} = -18,00 \text{ Mpa}$$

$$k_1 f_{ck} = -18,00 \text{ Mpa} < \sigma_{ck} = -9,54 \text{ Mpa}$$

NAPĚTÍ PRŮŘEZU VYHOVUJE

Maximální tahové napětí

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ Mpa} > \sigma_{ct} = -0,29 \text{ Mpa}$$

NAPĚTÍ PRŮŘEZU VYHOVUJE

Posouzení napětí v konstrukční oceli:

$$f_y/\gamma_{M,ser} = 355,00$$

$$f_y/\gamma_{M,ser} = 355,00 \text{ Mpa} > \sigma_{yt} = 329,80 \text{ Mpa}$$

NAPĚTÍ PRŮŘEZU VYHOVUJE

4.4. Omezení průhybu u všech nosníků

$$\begin{aligned} \text{rozpětí mostu:} & L = 20,40 \text{ m} \\ \text{Maximální průhyb od dopravy:} & L/300 = 68,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Průhyby od vlastní tíhy a ostatního stálého zatížení budou eliminovány nadvýšením nosné konstrukce.

Maximální průhyb konstrukce od dopravy je:

$$L/300 = 68,0 \text{ mm} > u_z = 34,0 \text{ mm}$$

PRŮHYB KONSTRUKCE VYHOVUJE

4.5. Výpočet průhybů a nadvýšení nosníků

Výpočet průhybu při montáži NK:

$$\text{vl. tíha nosníků:} \quad g_{VT,k} = 1,34 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{tíha skruže, bednění a montážního zajištění:} \\ \text{navíc nad rámec vl. tíhy nosníků:} \end{aligned} \quad 30 \%$$

vlastní tíha NK při montáži:

$$\text{krajní nosníky:} \quad g_{VT+,k} = 1,75 \text{ kN/m}$$

výpočet průhybu:

$$\text{hlavní nosníky:} \quad u_{VT,k} = 11,71 \text{ mm}$$

Výpočet průhybu při betonáži desky NK:

$$\text{plocha desky NK na krajní nosník:} \quad A_{D,k} = 0,325 \text{ m}^2$$

$$\text{plocha desky NK na střední nosníky:} \quad A_{D,s} = 0,375 \text{ m}^2$$

$$\text{vl. tíha desky NK na krajní nosníky:} \quad g_{TD,k} = 8,13 \text{ kN/m}$$

$$\text{vl. tíha desky NK na střední nosníky:} \quad g_{TD,k} = 9,38 \text{ kN/m}$$

výpočet průhybu:

$$\text{krajní nosníky:} \quad u_{TD,k} = 54,54 \text{ mm}$$

$$\text{střední nosníky:} \quad u_{TD,s} = 62,93 \text{ mm}$$

Výpočet průhybu při aplikaci ostatního stálého zatížení:

ostatní stálé zatížení bude přidáno v čase:

$$t = 14 \text{ dní}$$

tuhost betonové desky v tomto čase:

druh cementu:	s =	0,25 cement třídy N
součinitel	$\beta_{cc}(t)$ =	0,9016
pevnost betonu:	f_{cm} =	38 Mpa
pevnost betonu v čase t:	$f_{cm}(t)$ =	34,262 MPa
tuhost betonu:	E_{cm} =	33000 Mpa
tuhost betonu v čase t:	$E_{cm}(t)$ =	31991 Mpa

Průhyb od ostatního stálého zatížení bude vypočten pomocí programu SCIA se sníženým modulem pružnosti betonu.

Každý ze šestice nosníků vykazuje již jiný průhyb. Dvoji Krajních nosníků má průhyb obdobný, ale průhyb čtveřice prostředních se poměrně odlišuje. Pro jednoduchost výroby bude průhyb středních nosníků zprůměrován.

krajní nosník:	$u_{OS,k}$ =	13,80 mm
střední nosníky:	$u_{OS,s}$ =	12,50 mm

Výpočet průhybu při zatížení dopravou:

Nadvýšení bude zvýšeno i o čtvrtinu průhybů od zatížení dopravou.

krajní nosníky:	$u_{D,k}$ =	8,50 mm
střední nosníky:	$u_{D,s}$ =	7,73 mm

Celkové nadvýšení nosníků:

krajní nosníky:	u_k =	89 mm
střední nosníky:	u_s =	95 mm

4.6. Posouzení všech nosníků na smyk

Z hlediska smyku budou všechny nosníky navrženy stejně na největší účinky.

4.6.1. Vnitřní síly

Vypsány jsou vnitřní síly pro nejvíce namáhané nosníky:

	vl. tíha	ost. stálé	doprava	smršťování	teplota
Krajní nosník	138,1	99,4	278,9	21,5	9,7
Druhý krajní nosník	187,6	121,3	384,1	41,7	18,8
	kN	kN	kN	kN	kN

4.6.2. Kombinace

Pro mezní stav únosnosti platí rozhodující z těchto dvou výrazů:

$$\Sigma \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q \psi_0 Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10a$$

$$\Sigma \xi \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10b$$

Součinitele pro STR/GEO**Soubor (B)**

$\gamma_{G,sup}$	1,35
$\gamma_{G,inf}$	1,00
ξ	0,85
$\gamma_{Q,D}$	1,35 zatížení dopravou
$\gamma_{Q,T}$	1,50 zatížení teplotou
γ_P	1,00
$\psi_{0,D}$	0,75 dopravní zatížení
$\psi_{0,T}$	0,60 zatížení teplotou

Krajní nosníky:

vlastní tíha	138,1 kN
ostatní stálé	99,4 kN
zatížení dopravou gr1a	278,9 kN
zatížení smrštěním	21,5 kN
zatížení teplotou	9,7 kN

	ξ	$\gamma_{Q,D}$	$\psi_{0,D}$	V_d [kN]
6.10a	1,00	1,35	0,75	640,77
6.10b	0,85	1,35	1,00	682,45
		rozhodující	$V_d =$	682,45 kN

Druhý krajní nosník:

vlastní tíha	187,6 kN
ostatní stálé	121,3 kN
zatížení dopravou gr1a	384,1 kN
zatížení smrštěním	41,7 kN
zatížení teplotou	18,8 kN

	ξ	$\gamma_{Q,D}$	$\psi_{0,D}$	V_d [kN]
6.10a	1,00	1,35	0,75	879,14
6.10b	0,85	1,35	1,00	937,78
		rozhodující	$V_d =$	937,78 kN

Maximální návrhová smyková síla:

$$V_d = 937,78 \text{ kN}$$

4.6.3. Plastická únosnost ve smyku a posouzení

tloušťka stojiny:	$t_w =$	10 mm
výška stojiny:	$h_w =$	710 mm
plocha stojiny:	$A_w =$	7100 mm ²

plastická únosnost ve smyku:

$$V_{pl,Rd} = 1455,21 \text{ kN}$$

$$V_d = 937,78 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 1455,21 \text{ kN}$$

NOSNÍKY VYHOVUJÍ NA SMYK

4.7. Posouzení všech nosníků na smyk s vlivem boulení

4.7.1. Posouzení, zda je nutné uvažovat únosnost ve smyku při boulení

Podle EC 1993-1-5

poměr $h_w/t_w = 71$ hodnota $\varepsilon = 0,81$ $\eta = 1,20$

$$h_w/t_w = 71 > \varepsilon 72 / \eta = 48,82$$

STOJINA MUSÍ BÝT VYZTUŽENÁ

4.7.2. Únosnost stojiny s vlivem boulení

Výpočet k_T dle přílohy A.3 EC 1993-1-5:

uvažuje se stěna s tuhými příčnými výztuhami

vzdálenost tuhých příčných výztuh: $a = 2 \text{ m}$ součinitel: $k_T = 5,84$

Výpočet upravené štíhlosti:

$$\lambda'_w = 0,9652$$

součinitel příspěvku stojiny: $\chi_w = 0,8599$

Únosnost vyztužené stojiny ve smyku:

$$V_{bw,Rd} = 1251,40 \text{ kN}$$

$$V_d = 937,78 \text{ kN} < V_{bw,Rd} = 1251,40 \text{ kN}$$

NOSNÍKY VYHOVUJÍ NA SMYK S VLIVEM BOULENÍ

4.7.3. Návrh mezilehlých tuhých příčných výztuh

návrh výztuh:

výška $h_{st} = 180 \text{ mm}$ tloušťka $t_{st} = 10 \text{ mm}$ moment setrvačnosti $I_{st} = 4860000 \text{ mm}^4$ poměr $a/h_w = 2,82 > 1,4142136$

$$I_{st} = 4860000 \text{ mm}^4 > 0,75 \cdot h_w \cdot t^3 = 532500 \text{ mm}^4$$

PŘÍČNÁ TUHÁ VÝZTUHA VYHOVUJE

4.8. Návrh sprážení

4.8.1. Návrh a únosnost trnu

Trny:

průměr trnu:	$D =$	0,019 m	
pevnost oceli:	$f_u =$	360,000 Mpa	ocel S 235
výška trnu:	$h_{sc} =$	150 mm	

Beton:

$f_{ck} =$	30 Mpa
$E_{cm} =$	33000 MPa

dílčí součinitel:	$\gamma_V =$	1,25
-------------------	--------------	------

Únosnost trnu ve smyku:

Použije se menší hodnota z:

$$P_{Rd} = 65,33 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 83,33 \text{ kN}$$

návrhová únosnost trnu je:

pro mezní stav únosnosti: $P_{Rd} = 65,33 \text{ kN}$

pro mezní stav použitelnosti: $0,6 \cdot P_{Rk} = 48,99 \text{ kN}$

4.8.2. Posouzení sprážení v mezním stavu použitelnosti

Při oteplení desky dochází ke smykovému namáhání mezi ocelovým nosníkem a deskou ve stejném směru, jako při zatížení dopravou a ostatním stálým zatížením.

Smykové napětí mezi deskou a ocelovým nosníkem bude větší v čase uvedení do provozu než v čase konec životnosti.

Trny budou na všech nosnících pro jednoduchost navrženy stejně. Podle posouzení nosníků na smyk bude posouzení provedeno pouze na nejvíce namáhaném druhém krajním nosníku.

Trny budou mít po délce nosníku proměnné rozestupy. Proto bude posuzováno více řezů ve vzdálenosti od podpory.

Druhý krajní nosník:

řez od podpory	ost. stálé	smršťování	doprava	teplota	
0m	121,00	10,00	384,00	18,00	kN
1m	113,00	6,00	365,00	10,00	kN
2m	98,00	2,00	320,00	1,00	kN
3m	86,00	1,00	302,00	1,00	kN
4m	74,00	1,00	277,00	1,00	kN
5m	62,00	1,00	253,00	1,00	kN
6m	50,00	1,00	230,00	1,00	kN
7m	38,00	1,00	207,00	1,00	kN
8m	26,00	1,00	185,00	1,00	kN
9m	14,00	1,00	160,00	1,00	kN
10m	2,00	1,00	143,00	1,00	kN

	ost. stálé	smršťování	doprava	teplota
poměr Si/li	1,206E-03	1,206E-03	1,238E-03	1,238E-03

Podélná posouvající síla mezi ocelovou pásnicí a betonovou deskou:

řez od podpory	kombinace				
0m	145,90	12,06	475,39	22,28	646,72 N/mm
1m	136,26	7,23	440,12	12,06	590,84 N/mm
2m	118,17	2,41	385,86	1,21	507,16 N/mm
3m	103,70	1,21	364,15	1,21	469,78 N/mm
4m	89,23	1,21	334,01	1,21	425,16 N/mm
5m	74,76	1,21	305,07	1,21	381,76 N/mm
6m	60,29	1,21	277,33	1,21	339,55 N/mm
7m	45,82	1,21	249,60	1,21	297,35 N/mm
8m	31,35	1,21	223,07	1,21	256,35 N/mm
9m	16,88	1,21	192,93	1,21	211,74 N/mm
10m	2,41	1,21	172,43	1,21	176,77 N/mm

Návrh rozteče trnů pro rozhodující smykovou sílu na jednotku délky pro daný řez od podpory:

řez od podpory	V_1 [N/mm]	rozteč trnů	síla na dvojici trnů
0m	646,72	125	80,84 kN
1m	590,84	150	88,63 kN
2m	507,16	150	76,07 kN
3m	469,78	150	70,47 kN
4m	425,16	200	85,03 kN
5m	381,76	200	76,35 kN
6m	339,55	200	67,91 kN
7m	297,35	200	59,47 kN
8m	256,35	200	51,27 kN
9m	211,74	200	42,35 kN
10m	176,77	200	35,35 kN
		mm	

Síla na dvojici trnů musí být menší než únosnost dvojice trnů v MSP:

$$N_{Sk} = 88,63 \text{ kN} < 2 \cdot 0,6 \cdot P_{Rk} = 97,99 \text{ kN}$$

TRNY VYHOVUJÍ V MSP

4.8.3. Posouzení sprážen v mezním stavu únosnosti

Posouzení druhého krajního nosníku:

Síla, která se má přenést mezi ocelí a betonem (na polovině rozpětí) je při plastickém výpočtu:

$$F_{pl} = 7500,0 \text{ kN}$$

Počet všech navržených trnů na polovině rozpětí:

$$N_t = 118,00 \text{ ks}$$

Únosnost všech trnů v MSÚ:

$$F_{Rd} = 7708,4 \text{ kN}$$

$$F_{pl} = 7500,00 \text{ kN} < F_{Rd} = 7708,35 \text{ kN}$$

TRNY VYHOVUJÍ V MSÚ

4.9. Návrh a posouzení podporové výztuhy

4.9.1. Reakce na ložiska

U reakcí a deformací ložisek záleží poměrně značně na tuhosti ložisek. Tuhost ložisek ale vychází z konkrétních rozměrů a typů elastomerového ložiska. V tomto stupni projektové dokumentace bude uvažováno, že všechna ložiska budou stejná. Tuhost svislá bude 600 MN/m a neposuvná ložiska budou v podélném i příčném směru dokonale tuhá.

V dalším stupni projektové dokumentace by bylo vhodné tuhosti ložisek aktualizovat podle skutečně použitých typů ložisek.

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	stálá zat.	smrštění	doprava		teplota	
1	206,12	-57,74	205,61	-29,02	45,30	-41,00
2	172,28	37,67	230,41	0,00	24,50	-28,50
3	164,62	19,68	229,11	0,00	16,10	-17,30
4	164,29	19,56	229,11	0,00	16,10	-17,20
5	171,74	37,42	230,41	0,00	24,00	-26,10
6	207,85	-56,53	205,61	-29,02	44,30	-40,10
	kN	kN	kN	kN	kN	kN

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	vl. tíha	smrštění	doprava		teplota	
1	207,85	-56,53	204,98	-32,64	44,30	-40,10
2	171,74	37,42	231,44	0,00	24,40	-26,20
3	164,29	19,56	224,69	0,00	16,10	-17,20
4	164,62	19,68	224,69	0,00	16,10	-17,30
5	172,28	37,61	231,44	0,00	24,50	-26,30
6	206,12	-57,74	204,98	-32,64	45,30	-41,00
	kN	kN	kN	kN	kN	kN

4.9.2. Kombinace pro MSÚ

Pro mezní stav únosnosti platí rozhodující z těchto dvou výrazů:

$$\Sigma \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q \Psi_0 Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \Psi_0 Q_k \quad 6.10a$$

$$\Sigma \xi \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \Psi_0 Q_k \quad 6.10b$$

Součinitele pro STR/GEO

Soubor (B)

$\gamma_{G,sup}$	1,35
$\gamma_{G,inf}$	1,00
ξ	0,85
$\gamma_{Q,D}$	1,35 zatížení dopravou
$\gamma_{Q,T}$	1,50 zatížení teplotou
γ_P	1,00
$\Psi_{0,D}$	0,75 dopravní zatížení
$\Psi_{0,T}$	0,60 Zatížení teplotou

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	6.10a max	6.10b max	rozhod. max	6.10b min
1	527,21	554,87	554,87	37,29
2	538,77	574,02	574,02	129,53
3	495,27	535,27	535,27	138,67
4	494,66	534,76	534,76	138,49
5	537,26	572,66	572,66	132,59
6	528,65	555,95	555,95	42,00
	kN	kN	kN	kN

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	6.10a max	6.10b max	rozhod. max	6.10b min
1	528,01	555,10	555,10	38,34
2	538,66	574,42	574,42	132,44
3	490,19	528,79	528,79	138,49
4	490,79	529,31	529,31	138,67
5	539,73	575,34	575,34	132,83
6	526,57	554,02	554,02	33,62
	kN	kN	kN	kN

Podporová výztuha bude navržena na maximální reakci:

$$R_{z, \max} = 575,34 \text{ kN}$$

4.9.3. Vzpěrná únosnost podporové výztuhy

Do výztuhy se započítává i část stojiny symetricky do vzdálenosti:

součinitel $\varepsilon = 0,8136165$

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

délka započítatelné stojiny od výztuhy:

$$b_w = 122,04 \text{ mm}$$

navržená výztuha:

tloušťka $t_v = 10 \text{ mm}$

délka $b = 200 \text{ mm}$

výška $h_v = 710 \text{ mm}$

délka započítatelné výztuhy od stojiny:

$$b_v = 122 \text{ mm}$$

Plocha: $A = 4982 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti $I = 1,37E+07 \text{ mm}^4$

Výpočet vzpěrné únosnosti:

$$i = 52,4 \text{ mm}$$

$$L_{cr} = 532,50 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = 76,40$$

$$\lambda = 0,1330$$

křivka zpěrné pevnosti c

$$\alpha = 0,49$$

$$\Phi = 0,49$$

$$\chi = 1,03 > 1$$

vzpěr se nemusí uvažovat

Únosnost výztuhy:

$$N_{b,Rd} = 1768,50 \text{ kN}$$

Posouzení výztuhy:

$$R_{z, \max} = 575,34 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1768,50 \text{ kN}$$

VÝZTUHA VYHOVUJE

4.10. Návrhové hodnoty ložisek

4.10.1. Svislé reakce na ložiska

Viz kapitola návrh nadpodporové výztuhy

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	Návrhové hodnoty - MSÚ		Charakter. hodnoty - MSP		
	maximální	minimální	maximální	minimální	
1	554,87	37,29	438,91	85,62	kN
2	574,02	129,53	455,06	143,78	kN
3	535,27	138,67	423,07	147,32	kN
4	534,76	138,49	422,62	147,09	kN
5	572,66	132,59	453,97	145,64	kN
6	555,95	42,00	440,04	89,46	kN

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	Návrhové hodnoty - MSÚ		Charakter. hodnoty - MSP		
	maximální	minimální	maximální	minimální	
1	555,10	38,34	439,41	86,74	kN
2	574,42	132,44	455,24	145,54	kN
3	528,79	138,49	418,20	147,09	kN
4	529,31	138,67	418,65	147,32	kN
5	575,34	132,83	456,03	145,98	kN
6	554,02	33,62	438,28	82,90	kN

4.10.2. Vodorovné podélné reakce na ložiska

U reakcí a deformací ložisek záleží poměrně značně na tuhosti ložisek. Tuhost ložisek ale vychází z konkrétních rozměrů a typů elastomerového ložiska. V tomto stupni projektové dokumentace bude uvažováno, že všechna ložiska budou stejná. Tuhost svislá bude 600 MN/m a neposuvná ložiska budou v podélném i příčném směru mít tuhost 200 MN/m a posuvná ložiska budou tuhá.

V dalším stupni projektové dokumentace by bylo vhodné tuhosti ložisek aktualizovat podle skutečně použitých typů ložisek.

Zatížení dopravou se uvažuje podle sestavy zatížení gr2 jako charakteristická hodnota brzdných a rozjezdových sil a častá hodnota soustavy LM1 (násobená 0,75).

Pro výpočet vodorovných reakcí a deformací ložisek se bude uvažovat, že ložiska budou osazena před betonáží desky NK.

Záporné hodnoty znamenají směr směrem do středu mostu a kladné směrem od středu mostu.

Na straně bezpečné bude uvažováno ostatní stálé zatížení v době uvedení do provozu a smršťování v době konec životnosti.

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	stálá zat.	smrštění	doprava		teplota	
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0
	kN	kN	kN	kN	kN	kN

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	stálá zat.	smrštění	doprava		teplota	
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	338,80	-338,80	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	kN	kN	kN	kN	kN	kN

Pro mezní stav únosnosti platí rozhodující z těchto dvou výrazů:

$$\Sigma \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q \psi_0 Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10a$$

$$\Sigma \xi \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10b$$

Součinitele pro STR/GEO**Soubor (B)**

$\gamma_{G,sup}$	1,35
$\gamma_{G,inf}$	1,00
ξ	0,85
$\gamma_{Q,D}$	1,35 zatížení dopravou
$\gamma_{Q,T}$	1,50 zatížení teplotou
γ_P	1,00
$\psi_{0,D}$	0,75 dopravní zatížení
$\psi_{0,T}$	0,60 Zatížení teplotou

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	6.10a max	6.10b max	rozhod. max	6.10a min	6.10b min	rozhod. min
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	kN	kN	kN	kN	kN	kN

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	6.10a max	6.10b max	rozhod. max	6.10a min	6.10b min	rozhod. min
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	343,04	457,38	457,38	-343,04	-457,38	-457,38
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	kN	kN	kN	kN	kN	kN

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	Návrhové hodnoty - MSÚ		Charakter. hodnoty - MSP		
	maximální	minimální	maximální	minimální	
1	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
2	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
3	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
4	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
5	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
6	0,00	0,00	0,00	0,00	kN

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	Návrhové hodnoty - MSÚ		Charakter. hodnoty - MSP		
	maximální	minimální	maximální	minimální	
1	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
2	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
3	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
4	457,38	-457,38	338,80	-338,80	kN
5	0,00	0,00	0,00	0,00	kN
6	0,00	0,00	0,00	0,00	kN

4.10.3. Vodorovné posuny ložisek

U reakcí a deformací ložisek záleží poměrně značně na tuhosti ložisek. Tuhost ložisek ale vychází z konkrétních rozměrů a typů elastomerového ložiska. V tomto stupni projektové dokumentace bude uvažováno, že všechna ložiska budou stejná. Tuhost svislá bude 600 MN/m a neposuvná ložiska budou v podélném i příčném směru mít tuhost 200 MN/m a posuvná ložiska budou tuhá.

V dalším stupni projektové dokumentace by bylo vhodné tuhosti ložisek aktualizovat podle skutečně použitých typů ložisek.

Pro výpočet vodorovných reakcí a deformací ložisek se bude uvažovat, že ložiska budou osazena před betonáží desky NK.

Záporné hodnoty znamenají směr směrem do středu mostu a kladné směrem od středu mostu.

Maximálních deformací bude dosaženo v čase konec životnost mostu.

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	stálá zat.	smrštění	doprava		teplota	
1	8,00	1,00	0,00	7,10	-10,3	8,8
2	7,80	1,00	0,00	6,70	-10,3	8,8
3	7,70	1,00	0,00	6,30	-10,3	8,8
4	7,70	1,00	0,00	6,30	-10,2	8,7
5	7,80	1,00	0,00	6,70	-10,2	8,7
6	7,90	1,00	0,00	7,10	-10,2	8,7
	mm	mm	mm	mm	mm	mm

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

Ložiska na opěře O1. jsou navržena jako podélně pevná.

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

Pro mezní stav únosnosti platí rozhodující z těchto dvou výrazů:

$$\Sigma \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q \psi_0 Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10a$$

$$\Sigma \xi \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{k,1} + \Sigma \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10b$$

Součinitele pro STR/GEO**Soubor (B)**

$\gamma_{G,sup}$	1,35
$\gamma_{G,inf}$	1,00
ξ	0,85
$\gamma_{Q,D}$	1,35 zatížení dopravou
$\gamma_{Q,T}$	1,50 zatížení teplotou
γ_P	1,00
$\psi_{0,D}$	0,75 dopravní zatížení
$\psi_{0,T}$	0,60 Zatížení teplotou

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	6.10a min	6.10b min	rozhod. Min	6.10a max	6.10b max	rozhod. Max
1	-1,27	-7,45	-7,45	27,26	29,57	29,57
2	-1,47	-7,65	-7,65	26,58	28,93	28,93
3	-1,57	-7,75	-7,75	26,04	28,41	28,41
4	-1,48	-7,60	-7,60	25,95	28,26	28,26
5	-1,38	-7,50	-7,50	26,49	28,78	28,78
6	-1,28	-7,40	-7,40	27,03	29,30	29,30
	mm	mm	mm	mm	mm	mm

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	Návrhové hodnoty - MSÚ		Charakter. hodnoty - MSP		
	minimální	maximální	minimální	maximální	
1	-7,45	29,57	-2,30	23,13	mm
2	-7,65	28,93	-2,50	22,63	mm
3	-7,75	28,41	-2,60	22,23	mm
4	-7,60	28,26	-2,50	22,13	mm
5	-7,50	28,78	-2,40	22,53	mm
6	-7,40	29,30	-2,30	22,93	mm

4.11. Návrhové hodnoty dilatačních závěrů

U deformací závěrů záleží poměrně značně na tuhosti ložisek. Tuhost ložisek ale vychází z konkrétních rozměrů a typů elastomerového ložiska. V tomto stupni projektové dokumentace bude uvažováno, že všechna ložiska budou stejná. Tuhost svislá bude 800 MN/m a neposuvná ložiska budou v podélném i příčném směru tuhá a posuvná ložiska budou netuhá.

V dalším stupni projektové dokumentace by bylo vhodné tuhosti ložisek aktualizovat podle skutečně použitých typů ložisek.

Pro výpočet deformací závěrů se bude uvažovat, že ložiska budou osazena před betonáží desky NK. Deformace od vlastní tíhy se nepočítají do deformace závěrů.

Záporné hodnoty znamenají směr směrem do středu mostu a kladné směrem od středu mostu.

Maximálních deformací bude dosaženo v čase konec životnosti mostu.

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	stálá zat.	smrštění	doprava		teplota	
1	2,60	-2,00	2,70	0,00	8,4	-9,8
2	2,60	-2,00	2,60	0,00	8,4	-9,8
3	2,60	-2,00	2,50	0,00	8,4	-9,8
4	2,60	-2,00	2,50	0,00	8,40	-9,8
5	2,60	-2,00	2,60	0,00	8,40	-9,8
6	2,50	-2,10	2,70	0,00	8,40	-9,8
	mm	mm	mm	mm	mm	mm

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	stálá zat.	smrštění	doprava		teplota	
1	-5,70	-3,40	0,00	-5,00	2,4	-2,3
2	-5,60	-3,30	0,00	-4,80	2,4	-2,3
3	-5,60	-3,30	0,00	-4,60	2,4	-2,3
4	-5,60	-3,30	0,00	-4,60	2,40	-2,3
5	-5,60	-3,30	0,00	-4,80	2,40	-2,3
6	-5,60	-3,30	0,00	-5,00	2,40	-2,3
	mm	mm	mm	mm	mm	mm

Pro mezní stav únosnosti platí rozhodující z těchto dvou výrazů:

$$\sum \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q \psi_0 Q_{k,1} + \sum \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10a$$

$$\sum \xi \gamma_G G_k + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{k,1} + \sum \gamma_Q \psi_0 Q_k \quad 6.10b$$

Součinitele pro STR/GEO

Soubor (B)

$\gamma_{G,sup}$	1,35
$\gamma_{G,inf}$	1,00
ξ	0,85
$\gamma_{Q,D}$	1,35 zatížení dopravou
$\gamma_{Q,T}$	1,50 zatížení teplotou
γ_P	1,00

$\Psi_{0,D}$ 0,75 dopravní zatížení
 $\Psi_{0,T}$ 0,60 Zatížení teplotou

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	6.10a max	6.10b max	rozhod. Max	6.10a min	6.10b min	rozhod. Min
1	12,89	17,93	17,93	-8,01	-14,01	-14,01
2	13,70	18,22	18,22	-8,92	-14,40	-14,40
3	13,60	18,11	18,11	-8,92	-14,40	-14,40
4	13,60	18,11	18,11	-8,92	-14,40	-14,40
5	13,70	18,22	18,22	-8,92	-14,40	-14,40
6	13,67	18,20	18,20	-9,16	-14,61	-14,61
	mm	mm	mm	mm	mm	mm

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	6.10a max	6.10b max	rozhod. Max	6.10a min	6.10b min	rozhod. Min
1	-3,54	-2,10	-2,10	-19,42	-19,26	-19,42
2	-3,44	-2,00	-2,00	-18,95	-18,76	-18,95
3	-3,44	-2,00	-2,00	-18,74	-18,49	-18,74
4	-3,44	-2,00	-2,00	-18,74	-18,49	-18,74
5	-3,44	-2,00	-2,00	-18,95	-18,76	-18,95
6	-3,44	-2,00	-2,00	-19,15	-19,03	-19,15
	mm	mm	mm	mm	mm	mm

Opěra 02. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	Návrhové hodnoty - MSÚ		Charakter. hodnoty - MSP		
	maximální	minimální	maximální	minimální	
1	17,93	-14,01	13,03	-9,20	mm
2	18,22	-14,40	12,95	-9,20	mm
3	18,11	-14,40	12,88	-9,20	mm
4	18,11	-14,40	12,88	-9,20	mm
5	18,22	-14,40	12,95	-9,20	mm
6	18,20	-14,61	12,93	-9,40	mm

Opěra 01. - nosníky číslované zleva doprava:

nosník	Návrhové hodnoty - MSÚ		Charakter. hodnoty - MSP		
	maximální	minimální	maximální	minimální	
1	-2,10	-19,42	-3,30	-15,48	mm
2	-2,00	-18,95	-3,20	-15,08	mm
3	-2,00	-18,74	-3,20	-14,88	mm
4	-2,00	-18,74	-3,20	-14,88	mm
5	-2,00	-18,95	-3,20	-15,08	mm
6	-2,00	-19,15	-3,20	-15,28	mm

5. NÁVRH A POSOUZENÍ VÝZTUŽE ŽB DESKY

5.1. Návrh příčné výztuže desky uprostřed rozpětí

5.1.1. Kladný ohybový moment a kombinace pro MSÚ

Dotvarování nebude pro příčný směr uvažováno.

Výztuž desky nosné konstrukce bude navržena pro nejvíce namáhanou oblast desky nosné konstrukce uprostřed rozpětí. V dalším stupni dokumentace by bylo vhodné posoudit a navrhnout výztuž i v dalších méně namáhaných oblastech desky a nad uložením NK.

Ohybový moment v příčném směru desky nosné konstrukce (kladný moment):

vlastní tíha	3,4 kNm
ostaní stálé	0 kNm
smršťování betonu	2 kNm
zatížení teplotou	1 kNm
soustava gr1a	38,8 kNm

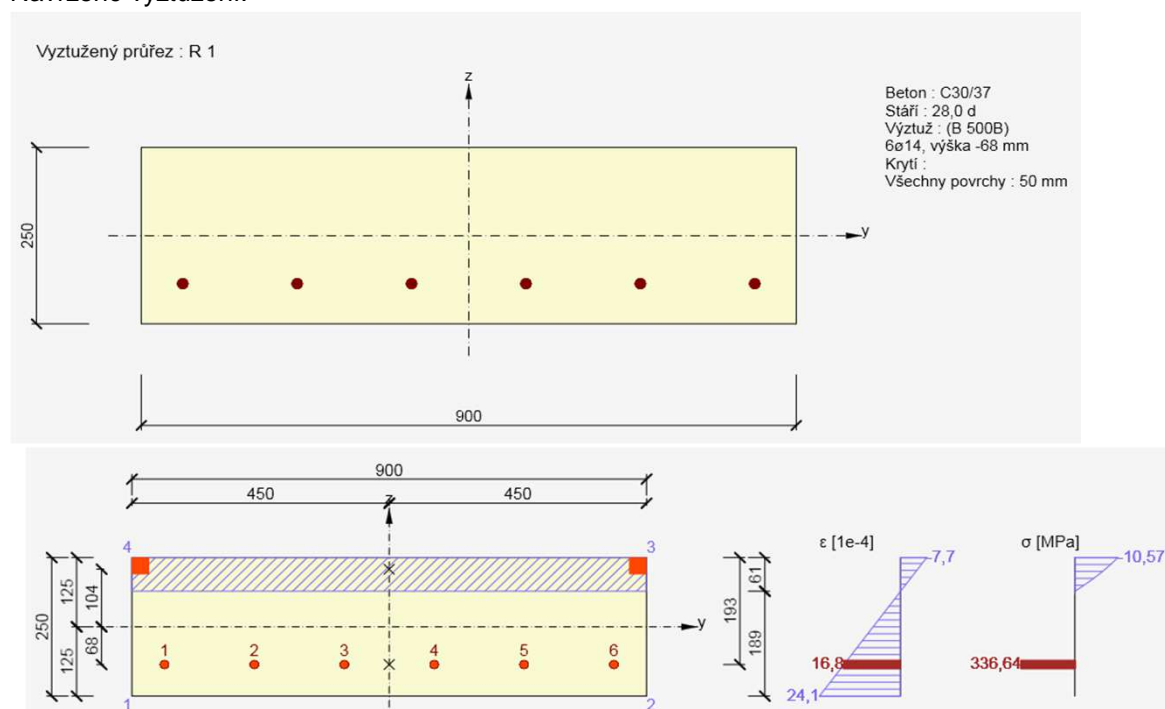
	ξ	$\gamma_{Q,D}$	$\Psi_{0,D}$	$\gamma_{Q,T}$	$\Psi_{0,T}$	M_d [kNm]
6.10a	1,00	1,35	0,75	1,50	0,60	47,48
6.10b	0,85	1,35	1,00	1,50	0,60	59,48

rozhodující $M_d = 59,48 \text{ kNm}$

5.1.2. Posouzení desky v příčném směru uprostřed

Návrh byl proveden programem IDEA Beton:

Navržené vyztužení:



6. ZÁVĚR

Statický výpočet byl zpracován v rozsahu stupně dokumentace PDPS.

Konstrukce byla navržena a posouzena podle soustavy norem Eurokódů. Spřažená nosná konstrukce byla navržena podle ČSN EN 1994-2 a norem souvisejících.

Konstrukce je navržena na zatížení dopravou na soustavu zatížení LM1 a skupinu pozemních komunikací 2 podle ČSN EN 1991-2 a na účinky dalších významných zatížení.

Ocelová část nosné konstrukce byla navržena kompletně i s rezervou pro případné změny v postupu výstavby. V dalším stupni projektové dokumentace bude nutné pouze upřesnit přesné hodnoty nadvýšení nosné konstrukce, podle přesného postupu výstavby. Dále bude nutné navrhnout statické zajištění nosné konstrukce při betonáži desky nosné konstrukce proti klopení hlavních nosníků.

U návrhu ložisek a závěrů na přetvárné a silové účinky by bylo vhodné aktualizovat v dalším stupni projektové dokumentace tuhosti ložisek podle konkrétních použitých typů ložisek, pokud jejich tuhosti budou významně odlišné od předpokládaných v tomto statickém výpočtu.

Dále bude nutné navrhnout výztuž desky nosné konstrukce, v tomto statickém výpočtu bylo pouze ověřeno, že tloušťka desky je dostačující a vyztužení je možné. Deska nosné konstrukce by měla být posouzena na smykové síly.

V dalším stupni projektové dokumentace bude dále nutné navrhnout výztuž spodní stavby.

Ve Vysokém Mýtě, srpen 2014

Vypracoval:

Ing. František Černík

Kontroloval:

Ing. Jan Bursa

