

03	...		
02	...		
01	...		
REVIZE	POPIS	DATUM	PODPIS

OBJEDNATEL

KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC STŘEDOČESKÉHO KRAJE
ZBOROVSKÁ 11, 150 21 PRAHA 5
IČO: 000 660 01 DIČ: CZ000 660 01



ZHOTOVITEL

SPOLEČNOST AFSAG PRIS

AFRY CZ s.r.o.

SÍDLLO: MAGISTRŮ 1275/13, 140 00 PRAHA 4, MICHLE
IČ: 453 066 05 DIČ: CZ453 06 605

SAGASTA s.r.o.

SÍDLLO: NOVODVORSKÁ 1010/14, 142 00 PRAHA 4
IČ: 045 98 555 DIČ: CZ045 98 555

PRIS spol. s r.o.

SÍDLLO: OSOVÁ 717/20, 625 00 BRNO
IČ: 469 748 06 DIČ: CZ469 74 806



SAGASTA s.r.o.

SÍDLLO: NOVODVORSKÁ 1010/14, 142 00 PRAHA 4
IČ: 045 98 555 DIČ: CZ045 98 555



JTSK Bpv

ČÍSLO SOUPRAVY

ODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	VYPRACOVAL	KONTROLA	HIP
ING. DÁVID KUCZIK <i>Kucz</i>	ING. KATEŘINA KUČEROVÁ <i>Kučerová</i>	ING. VÍT HOZNOUR <i>Hoznour</i>	ING. DÁVID KUCZIK <i>Kucz</i>
OBSAH III/11519 SVINAŘE, MOST EV. Č. 11519-1 PŘES SVINAŘSKÝ POTOK U SVINAŘ DOKUMENTACE OBJEKTŮ A TECHNICKÝCH A TECHNOLOGICKÝCH ZAŘÍZENÍ SO 201 - MOST EV. Č. 11519-1			

ČÍSLO ZAKÁZKY 120 077

DOKUMENTACE DÚSP+PDPS

MĚŘÍTKO -

DATUM 05/2021

POČET FORMÁTŮ A4

NÁZEV PŘÍLOHY

STATICKÝ VÝPOČET

ČÁST

D.1

ČÍSLO PŘÍLOHY

14

OBSAH

1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU.....	2
1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE.....	2
1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA	2
1.3. POUŽITÝ SOFTWARE	2
1.4. PŘEDPOKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU	3
1.4.1. Spodní stavba	3
1.4.2. Nosná konstrukce.....	3
1.4.3. Mostní svršek.....	3
2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY	4
3. ZATÍŽENÍ.....	5
3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE.....	5
3.2. VLASTNÍ TÍHA ŘÍMS A SVODIDEL.....	5
3.3. VLASTNÍ TÍHA VOZOVKY	5
3.4. ZATÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM	5
3.5. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU	6
3.5.1. Model zatížení 1.....	6
3.5.2. Model zatížení 2.....	7
3.5.3. Model zatížení 3.....	7
3.5.4. Model zatížení na únavu.....	8
3.5.5. Brzdné a rozjezdové síly	8
3.5.6. Odstředivé a jiné příčné síly.....	9
3.6. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR	9
3.7. SMRŠŤOVÁNÍ.....	9
3.8. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLoty	11
3.8.1. Všeobecně.....	11
3.8.2. Zatížení účinky rozdílové složky teploty	11
3.8.3. Zatížení účinky rovnoměrné teploty.....	12
3.8.4. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty	12
3.9. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU	12
4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....	13
4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI.....	13
4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace.....	13
4.1.2. Mimořádné a seizmické návrhové situace	13
4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	13
5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE	14
5.1. POLORÁMOVÁ KONSTRUKCE	14
5.1. VNITŘNÍ SÍLY	14
5.1.1. Mezní stav únosnosti.....	14
5.1.1. Mezní stav použitelnosti	15
5.1.2. Únava	16
5.2. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ NK A ZAVĚŠENÉHO KŘÍDLA.....	17
5.3. PLOŠNÉ ZALOŽENÍ KONSTRUKCE.....	20
6. ZÁVĚR	24

1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE

<i>Název stavby</i>	III/11519 Svinaře, most ev. č. 11519-1 přes Svinařský potok u Svinař
<i>Objekt č.</i>	201
<i>Název objektu</i>	Most ev.č. 11519-1
<i>Stupeň PD</i>	DÚSP+PDPS
<i>Délka nosné konstrukce</i>	13,6 m
<i>Počet polí, rozpětí</i>	1; 12,8 m
<i>Přodorysný tvar</i>	V přímé
<i>Šikmost mostu</i>	Levá, 69,00°
<i>Šířka vozovky (mezi obrubníky)</i>	6,50 m
<i>Statický systém</i>	polorámová konstrukce
<i>Popis konstrukce</i>	polorámová konstrukce z rámových stojek a rámové příčle, stojky vetknuté do základového pásu, založení plošné
<i>Technologie výstavby</i>	betonáž na pevné skruži v jedné etapě
<i>Použitý materiál</i>	základy C30/37 žb. polorám C30/37
<i>Ložiska</i>	betonářská výztuž B500B bez ložisek
<i>Mostní závěry</i>	bez mostních závěrů
<i>Zatížení mostu</i>	Skupina 1 (ČSN EN 1991-2/Z3)

1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA

ČSN EN 1990	Eurokód: Zásady navrhování
ČSN EN 1991	Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1992	Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1997	Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

1.3. POUŽITÝ SOFTWARE

MS OFFICE, AutoCad, Midas Civil, IDEA StatiCa, GEO 5

1.4. PŘEDPOKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.4.1. Spodní stavba

Je navrženo plošné založení, budou vytvořeny základové pasy z betonu C30/37-XC2, XA1 pro most a křídla. Pasy budou šířky 3,5 m, výšky 0,8 m a délky 10,02 m. Sklon horní plochy je střešovitý 4,0%, základové pasy budou zbudovány na vrstvě podkladního betonu C12/15-X0 tl. 150 mm.

1.4.2. Nosná konstrukce

Stěny polorámu tl. 800 mm a horní příčel polorámu tl. 650 mm (v ose mostu) jsou z betonu C30/37 – XC4, XF2, XD1. Mostovka je v podélném sklonu v ose komunikace 1,87%, v příčném střešovitém sklonu 2,5% s protispádem 6,0% pod levou římsou a protispádem 4,0% pod pravou římsou, spodní líc NK v podélném sklonu kopíruje sklon horní hrany NK, v příčném sklonu je vodorovný. Na příčli jsou navržena zkosení 300x300 mm. Pracovní spáry jsou navrženy 100 mm nad úrovní základového pasu a 100 mm pod úrovní náběhu do vodorovné konstrukce. Výztuž nosné konstrukce B 500B. Nosná konstrukce není rozdilovaná vzhledem ke svému rozměru. Nejsou navrženy odvodňovače ani odvodňovací trubičky izolace. Délka nosné konstrukce je 13,6 m, výška stojek 5,54 m (OP1) resp. 5,3 m (OP2), šířka 8,95 m. Na NK jsou navržena rovnoběžná křídla tl. 550 mm částečně na vlastních základech. U OP1 je navrženo délky 7,0 m, u OP2 délky 5,7 m.

1.4.3. Mostní svršek

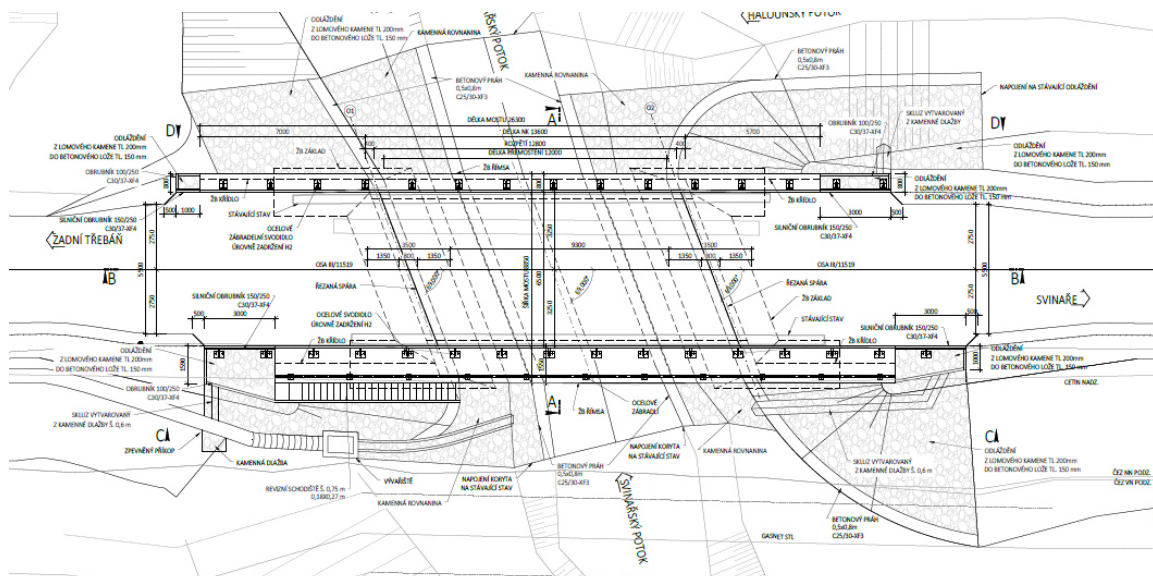
Na mostě je navržena vozovka o celkové tloušťce min. 140 mm (vč. izolace).

Po obou stranách mostu jsou navrženy monolitické železobetonové římsy šířky 0,80 m (vlevo), resp. 1,55 m (vpravo), výška obrubníku nad hranou vozovky je 0,16 m, výška vnějšího líce říms 0,65 m. Římsy jsou z monolitického železového betonu C 30/37. Římsy budou kotveny pomocí kotev do vývrtu po 1 m shora do nosné konstrukce.

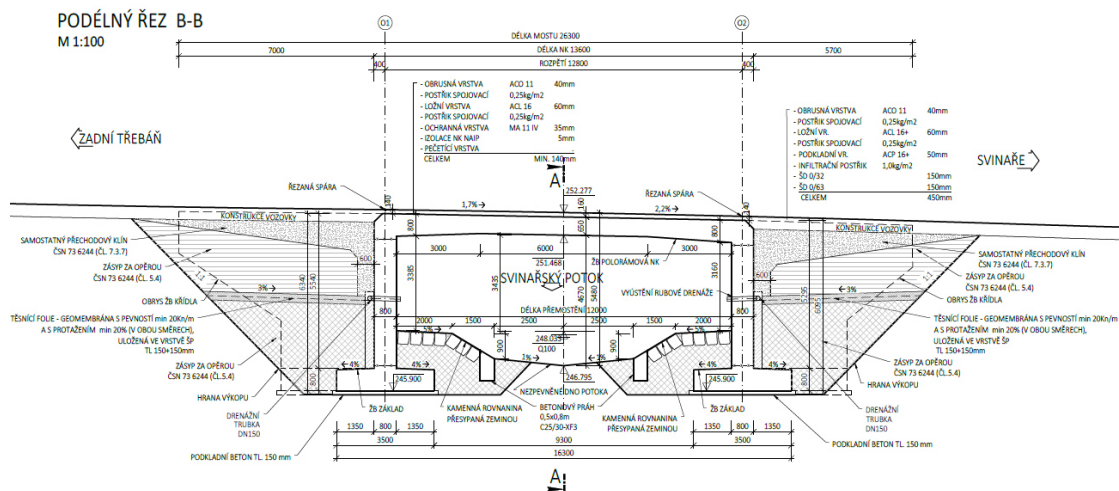
Do levé římsy bude zakotvené zábradelní svodidlo, do pravé římsy bude zakotvené ocelové zábradlí výšky 1,1 m a ocelové svodidlo na vnitřní straně.



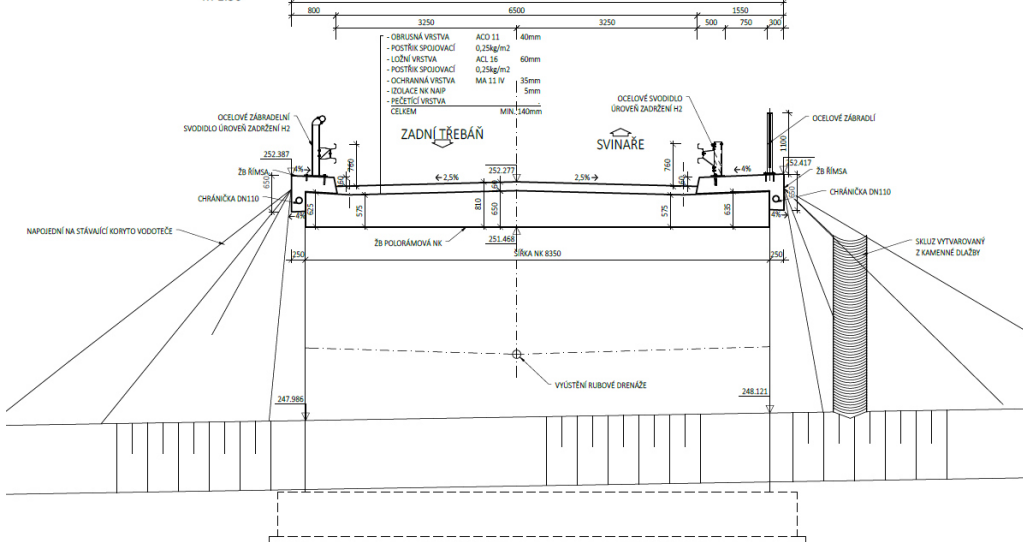
2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY



PODÉLNÝ ŘEZ B-B
M 1:100



PŘÍČNÝ ŘEZ A-A
M 1:50



3. ZATÍŽENÍ

3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

Vlastní tíha nosné konstrukce byla vypočítaná s objemovou tíhou betonu 25,0 kN/m³.

3.2. VLASTNÍ TÍHA ŘÍMS A SVODIDEL

Zatížení	Část svršku	Rozměry		Objemová tíha /kN.m-3 ; kN.m-1/	Charakteristická hodnota zatížení /kN.m- 1/
		/ks/	/m2/		/kN.m-1/
g1k,1	pravostranná římsa	1	0,54	25	13,50
g1k,2	levostranná římsa	1	0,32	25	8,00
g1k,3	zábradlí	1		1	1,00
g1k,4	svodidlo	2		1,5	3,00
SVISLÁ SLOŽKA CELKEM		g1k			25,50

3.3. VLASTNÍ TÍHA VOZOVKY

Při výpočtu byla uvažovaná průměrná tloušťka vozovky 140 mm na šířce b = 6,50m:

$g_{2k} = t_l \cdot \gamma_{asf} = 0,140 \cdot 22 = 3,1$ kN/m² (charakteristická hodnota zatížení)

$g_{2k,inf} = 0,8 \cdot g_{2k} = 2,46$ kN/m²

$g_{2k,sup} = 1,4 \cdot g_{2k} = 4,4$ kN/m²

3.4. ZATÍŽENÍ ZEMNÍM TLAKEM

Při výpočtu bylo uvažováno přitížením stojek rámové konstrukce od zásypového materiálu.

Jako zásypový materiál je navržena zemina vhodná do aktivní zóny. Pro tento zásypový materiál jsme uvažovali se zohledněním jednotlivých materiálů s průměrnou objemovou tíhou 22,5 kN/m³.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 24 = 0,59$$

součinitel tlaku v klidu

$$K_a = \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)^2 = \tan \left(45^\circ - \frac{24}{2} \right)^2 = 0,42$$

součinitel aktivního tlaku

$$K_{0a} = \frac{K_0 + K_a}{2} = \frac{0,59 + 0,42}{2} = 0,51$$

součinitel redukovaného aktivního tlaku

$$z_{min} = 0,45 \text{ m}$$

minimální výška zeminy pro výpočet - příčel

$$z_{max} = 6,5 \text{ m}$$

maximální výška zeminy pro výpočet - pata

$$b = 1,0 \text{ m}$$

šířka pro výpočet

$$g_{3k,min} = z_{min} \cdot \gamma \cdot K_{0a} \cdot b = 0,45 \cdot 22,5 \cdot 0,51 \cdot 1,0 = 5,16 \text{ kN/m}^2$$

hodnota zem. tlaku – příčel

$$g_{3k,max} = z_{max} \cdot \gamma \cdot K_{0a} \cdot b = 6,5 \cdot 22,5 \cdot 0,51 \cdot 1,0 = 74,59 \text{ kN/m}^2$$

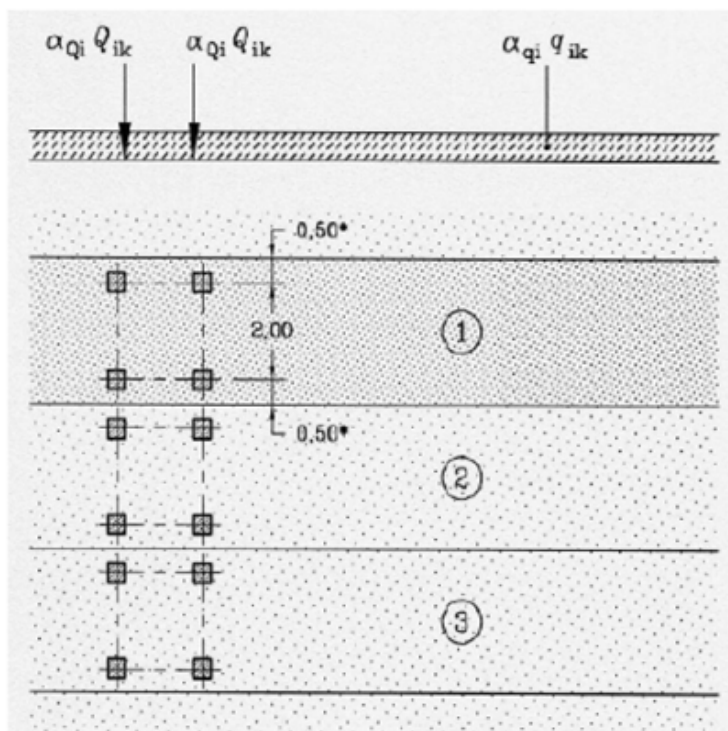
hodnota zem. tlaku – pata

Svislé zatížení zeminou:

$$G = z \cdot \gamma \cdot b = 6,5 \cdot 22,5 \cdot 1,0 = 146,3 \text{ kN/m}^2$$

3.5. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU

3.5.1. Model zatížení 1



Hlavní svislý zatěžovací systém mostu představuje zatěžovací model LM1. Schéma se skládá ze dvou částkových systémů s dynamickým přírůstkem.

Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR:

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

Skupina 1: dálnice, rychlostní komunikace, silnice I., II., III. Třídy

Skupina 2: silnice III.třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní a účelové komunikace

První část tvoří 3 dvounápravové soustředěné zatížení (Tandem system), kde tíha náprav:

- v zatěžovacím pruhu č. 1 má tíha $\alpha_{Q1} \cdot Q_{k1} = 1,0 \cdot 300 = 300$ kN
- v zatěžovacím pruhu č. 2 má tíha $\alpha_{Q2} \cdot Q_{k2} = 1,0 \cdot 200 = 200$ kN
- v zatěžovacím pruhu č. 3 se vzhledem k šířce vozovky 6,5 m neuvažuje

svislá složka zatížení:

$Q_k = 300 + 200 = 500$ kN (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)

$Q_{k,zs} = 2 \cdot 500 \text{ kN} / (6 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ m}) = 75,8 \text{ kN/m}^2$

vodorovná složka zatížení

$Q_{kvod} = Q_{k,zs} \cdot K_o = 75,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,531 = 40,2 \text{ kN/m}^2$

Druhou část zatížení tvoří rovnoměrné spojité zatížení (UDL) s intenzitou:

- v zatěžovacím pruhu č.1 $\alpha_{q1} \cdot q_{k1} = 1,0 \cdot 9,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2$
- v zatěžovacím pruhu č.2 $\alpha_{q2} \cdot q_{k2} = 2,4 \cdot 2,5 = 6,0 \text{ kN/m}^2$
- v zatěžovacím pruhu č.3 se vzhledem k šířce vozovky 6,5 m neuvažuje
- na zbylé ploše zat. prostoru $\alpha_{rk} \cdot q_{rk} = 1,2 \cdot 2,5 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

svislá složka zatížení:

$$q_k = (3 \cdot 9,0 + 3 \cdot 6,0 + 0,5 \cdot 3,0) = 46,5 \text{ kN (charakteristická hodnota zatížení)}$$

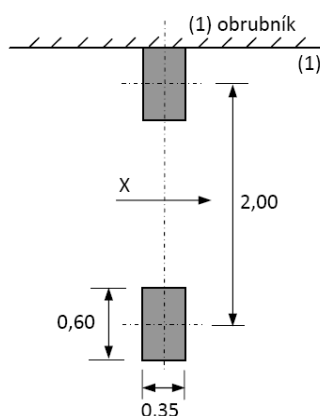
$$q_{k,zs} = 46,5 / (6,5\text{m}) = 7,15 \text{ kN/m}^2 \text{ (charakteristická hodnota zatížení)}$$

vodorovná složka zatížení

$$q_{k,vod} = q_{k,zs} \cdot K_o = 7,15 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,531 = 3,8 \text{ kN/m}^2$$

3.5.2. Model zatížení 2

Model zatížení č. 2 byl použitý pro lokální posouzení nosné konstrukce. Model představuje jednonápravové zatížení. Tíha nápravy je $\beta_Q \cdot Q_{ak}$, kde $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$ a $\beta_Q = \alpha_{Q1}$.



3.5.3. Model zatížení 3

Model zatížení 3 představuje zatížení zvláštními vozidly. Dynamický součinitel je stanoven podle druhu pozemní komunikace. S dynamickým součinitelem se neuvažuje při návrhu masivní spodní stavby a založení mostu.

Tabulka NA.2.4 – Zvláštní vozidla pro silnice III. třídy v pozemních komunikacích skupiny 1

Celková tíha	900 kN
Označení	900/150
Nápravy	$n = 6 \times 150 \text{ kN}$, $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů podle čl. A.3 (2).
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq 70 \text{ km/hod}$)
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

LM3 900/150

Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů.

Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní vozidla.

Rychlost pojezdu se uvažuje normální, tj do 70 km/h. Dynamický součinitel: $\phi=1,25$.

Svislá složka zatížení působící na rámovou příčel

$Q_{kLM3} = 6 \times 150 = 900 \text{ kN}$ (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)

$Q_{kLM3,zs} = 900 \text{ kN} / (3,0 \text{ m} \cdot 7,5 \text{ m}) = 40,0 \text{ kN/m}^2$ (charakteristická hodnota zatížení)

Vodorovná složka zatížení

$Q_{kLM3,vod} = Q_{kLM3,zs} \cdot K_o = 40,0 \text{ kN/m} \cdot 0,531 = 21,24 \text{ kN/m}^2$

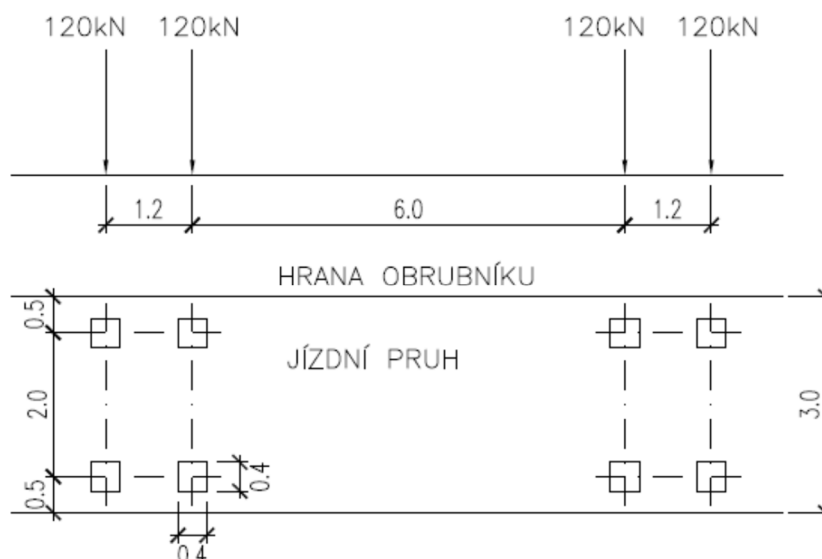
3.5.4. Model zatížení na únavu

Při posouzení betonu na únavu lze postupovat podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7 (1) pro kombinaci zatížení na únavu s použitím modelu zatížení na únavu 3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.6.4 (LM3f) nebo podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.8.7 (2), (3) a (4) – pro častou kombinaci zatížení s použitím modelu LM1 resp. LM3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.3.2 resp. 4.3.4.

Pro posouzení betonářské a předpínací výztuže na únavu podle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.6 resp. příl. NN se použije model zatížení na únavu FLM3 podle ČSN EN 1991-2, čl. 4.6.4 (LM 3f).

Zatížení jedné nápravy je 120 kN. Zatížení na jedno kolo je 60 kN.

Posouzení na únavu není třeba podle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.1 (102) provádět pro základy, pilíře a opěry (pokud nejsou rámově spojené s nosnou konstrukcí) s výjimkou úložných prahů a pro předpínací a betonářskou výztuž v oblastech, kde při časté kombinaci zatížení jsou v krajních vláknech pouze tlaková napětí.



3.5.5. Brzdné a rozjezdové síly

Jsou určeny jako část celkového maximálního zatížení LM1 umístěné na zatěžovacím pruhu č. 1:

$180 \cdot \alpha_{Q1} = 180 \cdot 1 = 180 \text{ kN} < Q_{lk} < 900 \text{ kN}$

$L = 13,6 \text{ m}$ - délka nosné konstrukce

$w_1 = 3,0 \text{ m}$ – šířka zatěžovacího pruhu

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{q1} \cdot (2Q_{lk}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{k1} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 13,6 = 396,72 \text{ kN}$$

$$Q_{lk, zs} = (396,72 \text{ kN} / 13,6 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m} = 29,17 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení na zat'. šířku 1 m)}$$

Pro zatížení LM3 pohybující se rychlostí do 5 km/h se s brzdnými silami neuvažuje.

Pro zatížení LM3 pohybující se normální rychlostí se brzdná síla určí jako část celkového zatížení LM3 umístěné v zatěžovacím pruhu č. 1:

$$180 \cdot \alpha_{q1} = 180 \cdot 1 = 180 \text{ kN} < Q_{lk} < 600 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot Q_{LM3} + 0,1 \cdot \alpha_{q2} \cdot q_{2k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 900 + 0,1 \cdot 2,4 \cdot 2,5 \cdot 3 \cdot 13,6 = 546,5 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 546,5 \text{ kN (charakteristická hodnota zatížení)}$$

$$Q_{lk, zs} = (546,5 \text{ kN} / 13,6 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m} = 41,5 \text{ kN/m (charakteristická hodnota zatížení na zat'. šířku 1 m)}$$

3.5.6. Odstředivé a jiné příčné síly

Odstředivá síla Q_{tk} se neuvažuje, most je v přímě.

3.6. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR

Při výpočtu bylo uvažováno s nerovnoměrným poklesem opěr o hodnotě 3 mm, byly vytvořeny zatěžovací stavy pro každou část spodní stavby zvlášť.

3.7. SMRŠŤOVÁNÍ

Smršťování bylo určeno dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 3.1.4. Přetvoření od smršťování bylo stanoveno na základě třídy betonu, plochy a obvodu průřezu, vlhkosti, typu cementu a čase.

Vstupní hodnoty:

- $A = 5,09 \text{ m}^2$
- $u = 17,97 \text{ m}$
- $RH = 70\%$
- Cement N
- Čas 36500 dní

Výsledné poměrné přetvoření konstrukce je 0,00030 [-].

Pro zadání do programu MIDAS je třeba transformovat na zatížení konstantní teplotou:

$$\Delta T = -\varepsilon / \alpha = -25,0^\circ\text{C}$$

S M R Š Ť O V Á N Í

(6) Celkové poměrné smršťování se skládá ze dvou částí, poměrného smršťování vysycháním a poměrného autogenního smršťování. Poměrné smršťování vysycháním se vyvíjí pomalu, protože je funkcí migrace vody ztvrdlým betonem. Poměrné autogenní smršťování vzniká v průběhu tvrdnutí betonu: hlavní část proto vzniká v počátečních dnech po vybetonování. Poměrné autogenní smršťování je lineární funkcí pevnosti betonu. Zejména má být uvažováno, pokud se nový beton betonuje na ztvrdlý beton. Hodnota celkového poměrného smršťování je tedy:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

kde ε_{cs} je celkové poměrné smršťování;

ε_{cd} poměrné smršťování vysycháním;

ε_{ca} poměrné autogenní smršťování.

$\varepsilon_{cs} =$	0,00030	[-]
----------------------	----------------	------------

Vývoj poměrného smrštění vysycháním v čase vyplývá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

kde k_h je součinitel závisící na náhradní tloušťce h_0 podle tabulky 3.3.

Tabulka 3.3 – Hodnoty k_h ve vztahu (3.9)

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

kde t je stáří betonu v uvažovaném okamžiku, ve dnech;

t_s stáří betonu (dní) na začátku smrštění vysycháním (nebo nabýváním); obvykle je to na konci ošetřování betonu;

h_0 náhradní rozměr průřezu = $2A_c/u$ [mm],
kde A_c je průřezová plocha betonu a u je obvod části průřezu vystavené vysychání.

$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0,99
$k_h =$	0,70

(1) Základní poměrné přetvoření od smrštění vysycháním $\varepsilon_{cd,0}$ se vypočítá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (B.12)$$

kde f_{cm} je průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku (MPa);

$f_{cmo} = 10$ MPa;

α_{ds1} součinitel, který závisí na druhu cementu (viz 3.1.2 (6)):

= 3 pro cement třídy S;

= 4 pro cement třídy N;

= 6 pro cement třídy R;

α_{ds2} součinitel, který závisí na druhu cementu:

= 0,13 pro cement třídy S;

= 0,12 pro cement třídy N;

= 0,11 pro cement třídy R;

S M R Š Ť O V Á N Í

$\beta_{RH} =$	1,02	[-]
$\alpha_{ds1} =$	4	[-]
$\alpha_{ds2} =$	0,12	[-]
$f_{cmo} =$	10	[MPa]

$\epsilon_{cd,0} =$	0,00036	[-]
---------------------	---------	-----

$\epsilon_{cd}(t) =$	0,00025	[-]
----------------------	----------------	-----

*je poměrné smršťování
vysycháním*

Poměrné autogenní smršťování je dáno vztahem:

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

$$\text{kde } \epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}; \quad (3.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}); \quad (3.13)$$

t je dáno ve dnech.

$\beta_{as}(t) =$	1	[-]
$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0,00005	[-]

$\epsilon_{ca}(t) =$	0,00005	[-]
----------------------	----------------	-----

*je poměrné autogenní
smršťování*

$\Delta l_{shrinkage} =$	4	[mm]
--------------------------	----------	------

*posun ložiska od
smršťování*

3.8. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLOTY

3.8.1. Všeobecně

Betonový most je podle čl. 6.1.1 ČSN EN 1991-1-5 uvažován jako typ konstrukce 3.

Max. a min. teploty vzduchu v místě mostu se určí podle map v národní příloze:

Maximální teplota vzduchu : $T_{max} = +38,1 \text{ °C}$ až $+40 \text{ °C}$

Minimální teplota vzduchu: $T_{min} = -30,1 \text{ °C}$ až -32 °C

Součinitel teplotní roztažnosti pro beton $\alpha_T = 0,000010$ (příloha C, tab. C1)

3.8.2. Zatížení účinky rozdílové složky teploty

Podle ČSN EN 1991-1-5 čl.6.1.4.1 se účinky svislých rozdílů teplot určí „postupem 1“.

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -8 \text{ °C}$$

Součinitele k_{sur} :

Vzhledem k tomu, že nad mostovkou je 140 mm vozovky, uvažují hodnoty pro svršek tl. 150 mm:

Horní povrch teplejší než dolní – $k_{sur} = 0,5$

Dolní povrch teplejší než – $k_{sur} = 1,0$

Potom je zatížení rozdílovou složkou teploty:

$$15 \times 0,5 = 7,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$8 \times 1,0 = -8,0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

3.8.3. Zatížení účinky rovnoměrné teploty

Při výpočtu bylo uvažované s konstantní teplotou.

Pro betonovou desku předpokládáme:

$T_{Max} = +40^\circ\text{C}$ – složka maximální teploty vzduchu podle mapy dle ČSN EN 1991-1-5

$T_{Min} = -32^\circ\text{C}$ – složka minimální teploty vzduchu podle mapy dle ČSN EN 1991-1-5

$T_0 = +10^\circ\text{C}$ – počáteční teplota

$$\left. \begin{array}{l} \text{Type 1 } T_{e, \max} = T_{\max} + 16 \text{ } ^\circ\text{C} \\ \text{Type 2 } T_{e, \max} = T_{\max} + 4,5 \text{ } ^\circ\text{C} \\ \text{Type 3 } T_{e, \max} = T_{\max} + 1,5 \text{ } ^\circ\text{C} \end{array} \right\} \text{for } 30 \text{ } ^\circ\text{C} \leq T_{\max} \leq 50 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \left. \begin{array}{l} T_{e, \min} = T_{\min} - 3 \text{ } ^\circ\text{C} \\ T_{e, \min} = T_{\min} + 4,5 \text{ } ^\circ\text{C} \\ T_{e, \min} = T_{\min} + 8 \text{ } ^\circ\text{C} \end{array} \right\} \text{for } -50 \text{ } ^\circ\text{C} \leq T_{\min} \leq 0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Maximální a minimální složky teploty mostu:

$$T_{e, \max} = T_{Max} + 1,5^\circ\text{C} = 41,5^\circ\text{C}$$

$$T_{e, \min} = T_{Min} + 8,0^\circ\text{C} = -24,0^\circ\text{C}$$

Hodnoty rovnoměrné teplotní složky:

$$\Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \min} = -34,0^\circ\text{C} \text{ – zkrácení NK}$$

$$\Delta T_{N, \text{exp}} = T_{e, \max} - T_0 = 31,5^\circ\text{C} \text{ – prodloužení NK}$$

3.8.4. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty

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

nebo

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

kde $\omega_M = 0,75$ a $\omega_N = 0,35$

3.9. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU

Zatížení větrem se uvažuje podle ČSN EN 1991-1-4. S ohledem na typ mostu se se zatížením od větru neuvažuje.

4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ

4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

4.1.2. Mimořádné a seismické návrhové situace

Návrhová situace	Stálá zatížení		Předpětí	Mimořádná nebo seismická situace	Vedlejší proměnná zatížení (**)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
Mimořádná (*) (Výraz 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$ nebo $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejučinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seismické návrhové situace, kvazistálou hodnotou. V závislosti na uvažované mimořádné návrhové situaci jsou hodnoty uvedeny v národní příloze. ^{NP29)}

(**) Proměnná zatížení jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

(***) Zvláštní seismické návrhové situace mohou být specifikovány v národní příloze nebo pro konkrétní projekt. U železničních mostů lze zatížit pouze jednu kolej a model zatížení SW/2 se může zanedbat.

POZNÁMKA Návrhové hodnoty zatížení v této tabulce A2.5 lze změnit v národní příloze. Pro všechna zatížení jiná než seismická se doporučuje hodnota $\gamma = 1,0$. ^{NP30)}

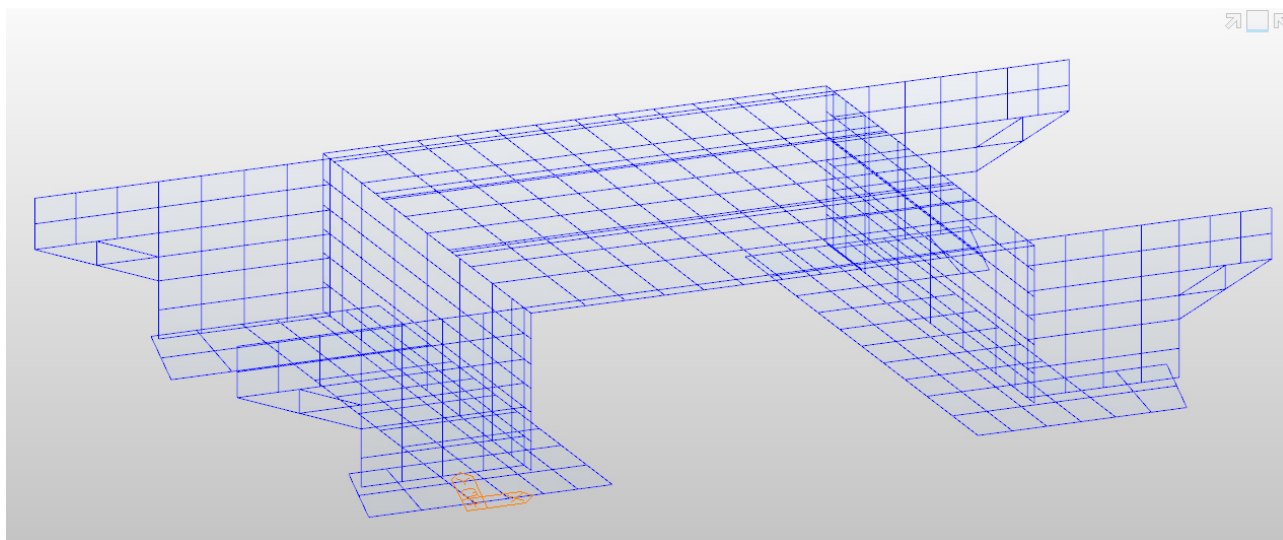
4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Kombinace	Stálá zatížení G_d		Předpětí	Proměnná zatížení Q_d	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE

5.1. POLORÁMOVÁ KONSTRUKCE

Polorámová konstrukce byla spočítaná pomocí programu Midas Civil. Konstrukce byla zadána dle skutečných rozměrů jednotlivých částí konstrukce. Model byl vytvořen jako deskostěnový uložený na pružných podporách. Tuhost pružin vychází z parametrů zemin pod základy, resp. z tuhosti podloží vypočítaného v programu GEO 5 pomocí modulu Patky.



5.1. VNITŘNÍ SÍLY

5.1.1. Mezní stav únosnosti

MSÚ	STŘED POLE			
		MAX N	MIN My	MAX My
	n_x [kN/m]	-409,23	-378,30	433,30
	v_z [kN/m]	-76,80	-0,70	114,20
	m_y [kNm/m]	86,30	32,02	635,40
MSÚ	RÁMOVÝ ROH			
		MAX N	MIN My	MAX My
	n_x [kN/m]	-2054,40	-1588,30	402,90
	v_z [kN/m]	216,60	1234,50	-762,20
	m_y [kNm/m]	-729,50	-2629,96	931,60
MSÚ	PATA STOJKY			
		MAX N	MIN My	MAX My
	n_x [kN/m]	-2469,00	-2182,60	371,00
	v_z [kN/m]	-75,60	-367,70	152,70
	m_y [kNm/m]	48,20	-797,10	260,50

5.1.1. Mezní stav použitelnosti

MSP-CHAR. KOMBINACE	STŘED POLE			
		MAX N	MIN My	MAX My
	nx [kN/m]	-250,50	-240,10	315,60
	vz [kN/m]	-58,20	4,40	86,40
	my [kNm/m]	110,57	55,90	494,20
MSP-CHAR. KOMBINACE	RÁMOVÝ ROH			
		MAX N	MIN My	MAX My
	nx [kN/m]	-5166,99	-1260,30	321,90
	vz [kN/m]	220,70	964,90	-630,40
	my [kNm/m]	-37,78	-2028,66	732,99
MSP-CHAR. KOMBINACE	PATA STOJKY			
		MAX N	MIN My	MAX My
	nx [kN/m]	-1595,00	-617,70	100,70
	vz [kN/m]	-307,80	-343,90	84,80
	my [kNm/m]	-355,60	-761,40	133,80

MSP-KVAZI. KOMBINACE	STŘED POLE			
		MAX N	MIN My	MAX My
	nx [kN/m]	-64,60	-63,20	282,10
	vz [kN/m]	37,70	37,70	11,30
	my [kNm/m]	138,70	102,30	240,30
MSP-KVAZI. KOMBINACE	RÁMOVÝ ROH			
		MAX N	MIN My	MAX My
	nx [kN/m]	-3762,00	-2723,90	166,40
	vz [kN/m]	683,40	997,20	-612,80
	my [kNm/m]	-419,20	-1259,90	427,60
MSP-KVAZI. KOMBINACE	PATA STOJKY			
		MAX N	MIN My	MAX My
	nx [kN/m]	-1074,40	-503,80	-64,90
	vz [kN/m]	-215,90	-275,10	-50,20
	my [kNm/m]	-242,10	-575,60	-17,90

**5.1.2. Únava**

MSP-FLM MAX		STŘED POLE	RÁMOVÝ ROH	PATA STOJKY
		My	My	My
	nx [kN/m]	288,70	350,30	-180,10
	vz [kN/m]	57,10	1265,30	12,16
	my [kNm/m]	484,00	701,90	-43,30
		My	My	My
	nx [kN/m]	-118,10	-816,70	-1015,50
	vz [kN/m]	-18,10	-1018,30	-145,00
	my [kNm/m]	149,90	-1590,40	-330,20

5.2. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ NK A ZAVĚŠENÉHO KŘÍDLA

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti a použitelnosti v rozhodujících průřezích, tj. uprostřed rozpětí v poli, nad podporou, v patě stojek rámové konstrukce a vodorovná únosnost mostních křídel. Posouzena byla i únavová únosnost. Průřezy byly posouzeny v dimenzačním programu IDEA Statica.

Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Využití [%]	Status posudku
M 1 (Nosník)	4	Rámový roh	100,0	✓

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Využití [%]	Status posudku
Pole	M 1 (Nosník)	R 1-pole podél	66,6	✓
Rámový roh	M 1 (Nosník)	R 2-rámový roh	100,0	✓
Pata dříku	M 1 (Nosník)	R 3-pata podél	88,7	✓
Křídlo - vod	M 1 (Nosník)	R 4-křídlo vod	70,0	✓

Posouzení řezů

Řez Pole

STRUČNÉ SHRUTÍ VÝSLEDKŮ EXTRÉMŮ V ŘEZU

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
max N	28,0	20,1	✓
max M	28,0	4,0	✓
min M	28,0	66,6	✓

KRITICKÝ EXTRÉM MIN M

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1-pole podél

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	433,3	635,4	0,0	114,2	0,0	66,6	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	433,3	635,4	0,0			61,4	OK
Smyk	433,3			114,2	0,0	43,0	OK
Interakce	433,3	635,4	0,0	114,2	0,0	66,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Řez Rámový roh

STRUČNÉ SHRNUÍ VÝSLEDKŮ EXTRÉMŮ V ŘEZU

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
max N	28,0	48,5	✓
max M	28,0	100,0	✓
min M	28,0	100,0	✓

3.2.2 KRITICKÝ EXTRÉM MAX M

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2-rámový roh

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-1588,3	-2100,0	0,0	980,0	0,0	100,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-1588,3	-2100,0	0,0			91,7	OK
Smyk	-1588,3			980,0	0,0	97,3	OK
Interakce	-1588,3	-2100,0	0,0	980,0	0,0	100,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Řez Pata dříku

STRUČNÉ SHRNUÍ VÝSLEDKŮ EXTRÉMŮ V ŘEZU

Název extrému	Čas [d]	Využití [%]	Status posudku
max N	28,0	13,8	✓
max M	28,0	57,6	✓
min M	28,0	88,7	✓

3.3.2 KRITICKÝ EXTRÉM MIN M

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 3-pata podél

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	371,0	260,5	0,0	152,7	0,0	88,7	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	371,0	260,5	0,0			86,1	OK
Smyk	371,0			152,7	0,0	69,8	OK
Interakce	371,0	260,5	0,0	152,7	0,0	88,7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Řez Křídlo - vod

KRITICKÝ EXTRÉM MAX N

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 4-křídlo vod

Souhrn

Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0,0			142,3	0,0	70,0	OK

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-187,8	0,0			61,9	OK
Smyk	0,0			142,3	0,0	70,0	OK
Interakce	0,0	-187,8	0,0	142,3	0,0	70,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

5.3. PLOŠNÉ ZALOŽENÍ KONSTRUKCE

Vnitřní síly působící na plošný základ byly spočítané v programu Midas Civil a následně posouzeny v programu GEO 5.

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	R4/R5		42,00	40,00	22,50	12,50	
2	Třída G3, středně ulehlá		32,50	0,00	19,00	9,00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

R4/R5

Objemová tíha :	γ	=	22,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	42,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	40,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	95,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	22,50 kN/m ³

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	32,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	85,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,00 kN/m ³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu	h_z	=	1,30 m
Hloubka základové spáry	d	=	1,30 m
Tloušťka základu	t	=	0,60 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0,00 °

Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 22,50 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 10,00 m
Šířka pasu (x) = 3,50 m
Šířka sloupu ve směru x = 0,80 m
Objem pasu = 2,10 m³/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25,00$ kN/m³

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00$ MPa
Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90$ MPa
Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00$ MPa



Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,30	0,00 .. 1,30	Třída G3, středně ulehlá	
2	-	1,30 .. ∞	R4/R5	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		Zatížení č. 1	Užitné	1000,00	0,00	0,00
2	Ano		msu obal	Návrhové	1400,00	714,00	464,00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
msu obal	Ano	-0,29	0,00	512,47	3902,70	13,13	Ano
msu obal	Ne	-0,29	0,00	521,61	3981,37	13,10	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 52,50$ kN/m
Spočtená tíha nadloží $Z = 42,53$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (msu obal)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 6,65$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 21,90$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 3902,70$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 512,47$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,083 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,083 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (msu obal)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 5,27$ kN

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 1334,63$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 464,00$ kN

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 52,50$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 42,53$ kN/m

Sednutí středu délkové hrany $= 5,5$ mm

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 7,5$ mm

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 7,5$ mm

(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 95,00$ MPa

Základ je ve směru délky tuhý ($k=1,75$)
Základ je ve směru šířky tuhý ($k=75,03$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 7,4 mm

Hloubka deformační zóny = 10,56 m

Natočení ve směru šířky = 0,000 ($\tan \cdot 1000$); ($1,5E-17^\circ$)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

6,67 ks profil 25,0 mm, krytí 60,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,60 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,62 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$

Poloha neutrálné osy $x = 0,09 \text{ m} < 0,33 \text{ m} = x_{max}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 700,25 \text{ kNm} > 514,93 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení základu na protlačení

Smyková výztuž kritického průřezu

6,67 ks profil 16,0 mm

Úhel sklonu = 45,00 °

Normálová síla v sloupu = 1400,00 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 320,00 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 1080,00 kN

Uvažovaný obvod sloupu $u_0 = 2,00 \text{ m}$

Smykové napětí na obvodu sloupu $v_{Ed,max} = 1,79 \text{ MPa}$

Únosnost na obvodu sloupu $v_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa}$

Kritický průřez se smykovou výztuží

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 742,00 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 658,00 kN

Vzdálenost průřezu od sloupu = 0,53 m

Délka průřezu $u = 2,00 \text{ m}$

Smykové napětí na průřezu $v_{Ed} = 0,95 \text{ MPa}$

Únosnost vyztuženého průřezu $v_{Rd,cs} = 1,08 \text{ MPa}$

$v_{Ed} < v_{Rd,cs} \Rightarrow$ PRŮŘEZ VYHOVUJE

Základ na protlačení VYHOVUJE

6. ZÁVĚR

Statický výpočet svým rozsahem a podrobností odpovídá danému stupni projektové dokumentace – DÚSP+PDPS.

Úkolem tohoto statického výpočtu bylo navrhnout a posoudit rozhodující prvky a průřezy polorámové konstrukce a prokázat schopnost mostního objektu spolehlivě plnit svou funkci.

Statický výpočet je vypracován ve smyslu platných technických norem a příslušných předpisů. Kompletní statický výpočet je archivován u zpracovatele projektové dokumentace.

Praha, únor 2021

vypracoval: Ing. Kateřina Kučerová