

OBSAH

1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU.....	2
1.1. POPIŠ MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE.....	2
1.2. POUŽITÉ NORMY, SMĚRNICE A LITERATURA	2
1.3. POUŽITÝ SOFTWARE	2
1.4. PŘEDPOKLADY KE STATICKÉMU VÝPOČTU	2
1.4.1. Spodní stavba	2
1.4.2. Nosná konstrukce.....	2
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 ZÁBRADLÍ	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	9
3.5.6. Odstředivé a jiné příčné síly.....	10
3.6. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR	10
3.7. SMRŠŤOVÁNÍ.....	11
3.8. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLoty	13
3.8.1. Všeobecně.....	13
3.8.2. Zatížení účinky rozdílové složky teploty	13
3.8.3. Zatížení účinky rovnoměrné teploty.....	13
3.8.4. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty	14
3.9. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU	14
4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....	14
4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI.....	14
4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace.....	14
4.1.2. Mimořádné a seizmické návrhové situace	14
4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	15
5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE	16
5.1. POLORÁMOVÁ KONSTRUKCE	16
5.1.1. Výpočetní model	16
5.2. VNITŘNÍ SÍLY	17
5.2.1. Mezní stav únosnosti.....	17
5.2.2. Mezní stav použitelnosti	18
5.2.3. Únava	18
5.3. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ	19
NÁRODNÍ NORMA.....	19
5.4. ŽB ZAVĚŠENÉ KŘÍDLO	23
5.5. PLOŠNÉ ZALOŽENÍ KONSTRUKCE.....	27
6. ZÁVĚR	32

1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE

<i>Název stavby</i>	III/27515 Kolomuty, most ev.č. 27515-7 přes Klenici za Kolomuty
<i>Objekt č.</i>	201
<i>Název objektu</i>	Most ev.č. 27515-7
<i>Stupeň PD</i>	PDPS
<i>Délka nosné konstrukce</i>	13,40 m
<i>Počet polí, rozpětí</i>	1; 12,5 m
<i>Půdorysný tvar</i>	Přímá, oblouk R= 125 m
<i>Šikmost mostu</i>	Kolmá, 90°
<i>Šířka vozovky (mezi obrubníky)</i>	6,5 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)

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

Spodní stavba je tvořena železobetonovými základovými pasy šířky 4,5 m, výšky 1,0 m. Spodní stavba je z betonu C30/37. Založení je plošné na hranici vrstev písčitých jílu (F4 CS) a vápnitých slínovců (R6 F4), z hlediska trvalého ovlivnění základové spáry a nejistotě stavu jílu a slínovců je navrženo provedení šterkového polštáře tl. 500 mm pod základy mostu.

1.4.2. Nosná konstrukce

Mostní objekt je navržen jako 1-polový polorám s rozpětím pole 12,5 m. Skládá se z rámových stojek tl. 0,9 m a výšky 3,5 m a rámové příčle tl. 0,6 m uprostřed rozpětí s náběhy tl. 0,9 m. Celková šířka



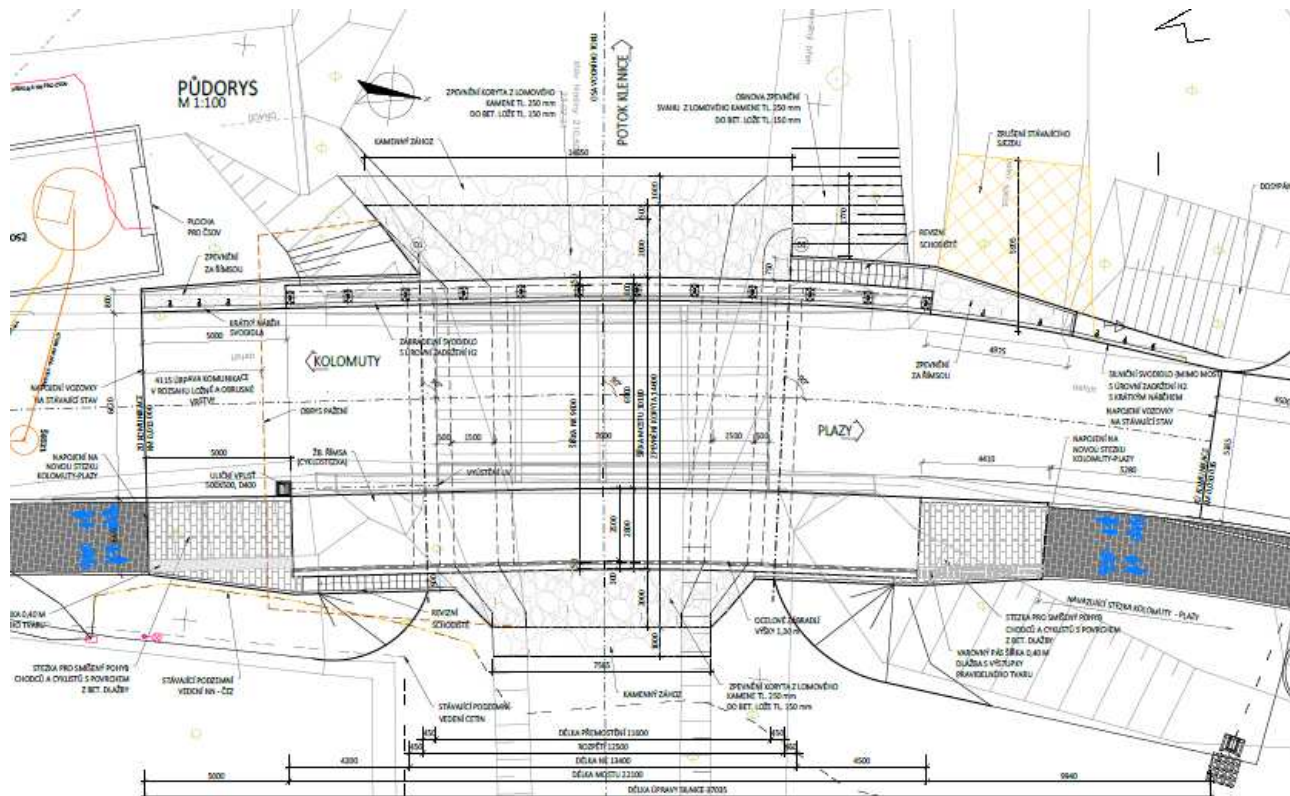
nosné konstrukce je 11,0 m. Příčný sklon horního povrchu nosné konstrukce směr je jednostranný 2,5%, s protispádem pod chodníkem 2,5%, v podélném směru je ve vrcholovém oblouku $R=500$ m v ose komunikace. Nosná konstrukce je navržena z betonu C30/37. Na NK jsou navrženy přechodové desky dl. 3,0 m. Křídla jsou vetknutá zavěšená tl. 650 mm a délky 4,65 m resp. 4,95 m.

1.4.3. Mostní svršek

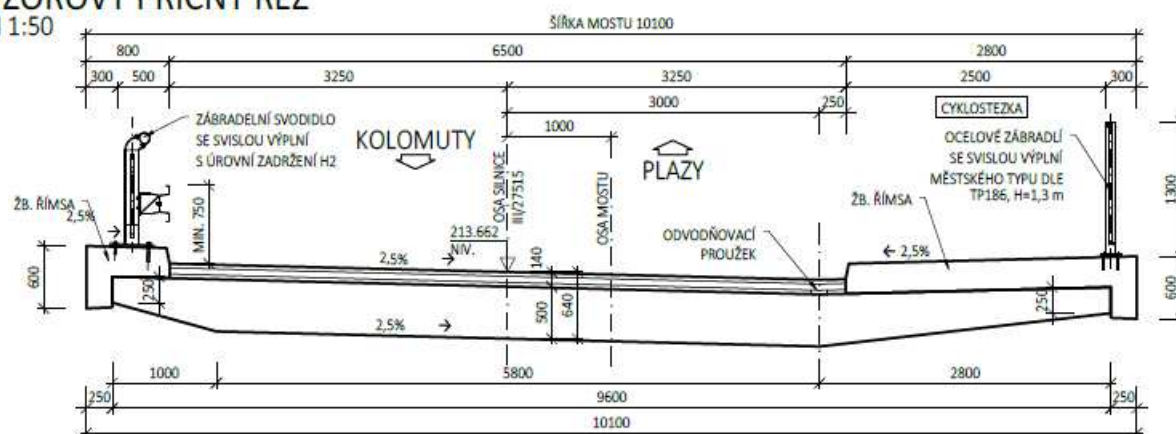
Na mostě je navržena vozovka o celkové tloušťce 140 mm (vč. izolace).

Na obou stranách mostu jsou navrženy monolitické železobetonové římsy, na levé straně šířky 0,8 m se zábradelním svodidlem s úrovní zadržení H2, na pravé straně pak š. 2,8 m s pochozím chodníkem š. 2,5 m a zábradlím v. 1,1 m se svislou výplní. Výška obrubníku nad hranou vozovky je 0,15 m, výška vnějšího líce říms 0,60 m. Římsy jsou z monolitického železového betonu C 30/37. Římsy budou kotveny pomocí kotev do vývrtu po 1 m shora do nosné konstrukce, na křídlech pomocí zabetonované betonářské výztuže.

2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY

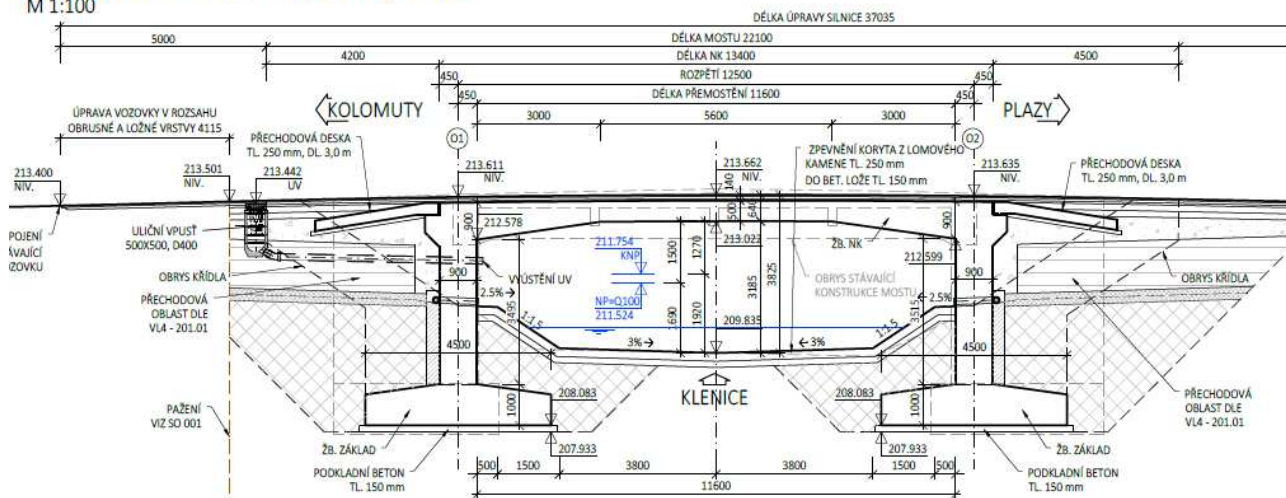


VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ
M 1:50





PODÉLNÝ ŘEZ V OSE SILNICE III/27515 M 1:100



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 ZÁBRADLÍ

Zatížení	Část svršku	Rozměry		Objemová tíha	Charakteristická hodnota zatížení
		/ks/	/m2/		
g1k,1	pravostranná římsa	1	0,305	25	7,63
g1k,2	levostranná římsa	1	0,883	25	22,08
g1k,3	zábradelní svodidlo	1		1,5	1,50
g1k,4	zábradlí	1		1,5	1,50
SVISLÁ SLOŽKA CELKEM		g1k			32,70

3.3. VLASTNÍ TÍHA VOZOVKY

Při výpočtu byla uvažovaná maximální tloušťka vozovky 140 mm.

$g_{2k} = t_l \cdot \gamma_{asf} = 0,140 \cdot 22 = 3,08 \text{ kN/m}^2$ (charakteristická hodnota zatížení)

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

$g_{2k,sup} = 1,4 \cdot g_{2k} = 4,31 \text{ kN/m}^2$

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



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

$$z_{\min} = 0,3 \text{ m}$$

$$z_{\max} = 4,5 \text{ m}$$

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

$$g_{3,k,\min} = z_{\min} \cdot \gamma \cdot K_{0a} \cdot b = 0,3 \cdot 22,5 \cdot 0,51 \cdot 1,0 = 3,44 \text{ kN/m}^2 \quad \text{hodnota zem. tlaku – příčel}$$

$$g_{3,k,\max} = z_{\max} \cdot \gamma \cdot K_{0a} \cdot b = 4,5 \cdot 22,5 \cdot 0,51 \cdot 1,0 = 51,6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{hodnota zem. tlaku – pata}$$

součinitel redukovaného aktivního tlaku

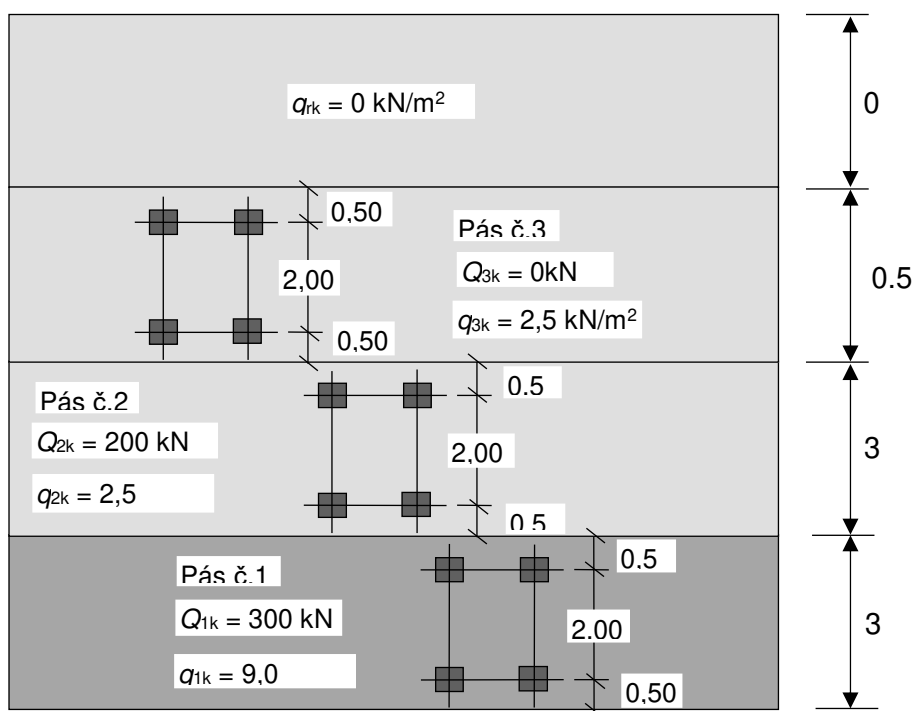
minimální výška zeminy pro výpočet - příčel

maximální výška zeminy pro výpočet - pata

šířka pro výpočet

3.5. ZATÍŽENÍ DOPRAVOU

3.5.1. Model zatížení 1



Hlavní zatěžovací systém mostu

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

svislá složka zatížení:

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

$$Q_{k,zs} = 2 \cdot 500 \text{ kN} / (6 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m}) = 66,7 \text{ kN/m}^2$$

vodorovná složka zatížení

$$Q_{kvod} = Q_{k,zs} \cdot K_o = 66,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,51 = 34 \text{ kN/m}^2$$

Druhou část zatížení tvoří rovnoměrné spojitě 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 průměrné 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:

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

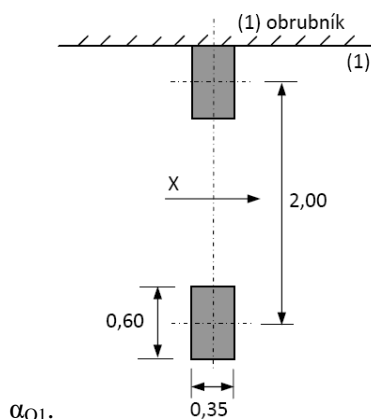
$$q_{k,zs} = 46,5 / 6,5 = 7,15 \text{ kN/m}^2 \text{ (charakteristická hodnota zatížení)}$$

vodorovná složka zatížení

$$q_{kvod} = q_{k,zs} \cdot K_o = 7,15 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,51 = 3,65 \text{ kN/m}^2$$

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 $\beta_Q =$



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.

Pro silnice III.třídy v pozemních komunikacích skupiny 1 je stanoven následovně:

**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.

Vozidlo šířky 3,0 m se pohybuje v jízdním pruhu č.1 (podle rozdělení vozovky do jízdních pruhů pro LM3). V tomto jízdním pruhu se v celé délce mostu nesmí umístit současně působící model LM1. Současně se zvláštním vozidlem 900 kN se neuvažuje další rovnoměrné zatížení.

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

Svislá složka zatížení působící na rámovou příčel

$Q_{\text{KLM3}} = 6 \times 150 = 900 \text{ kN}$ (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)

Přítížení za opěrou od dopravy:

náhradní plocha 3,0 x 9,0 m

$Q_{\text{KLM3,900,zs}} = 900 \text{ kN} / (3,0 \text{ m} \cdot 9,0 \text{ m}) = 33,3 \text{ kN/m}^2$ (charakteristická hodnota zatížení)

vodorovná složka zatížení

$Q_{\text{KLM3vod}} = Q_{\text{KLM3,zs}} \cdot K_o = 33,3 \text{ kN/m} \cdot 0,51 = 17 \text{ kN/m}^2$

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.

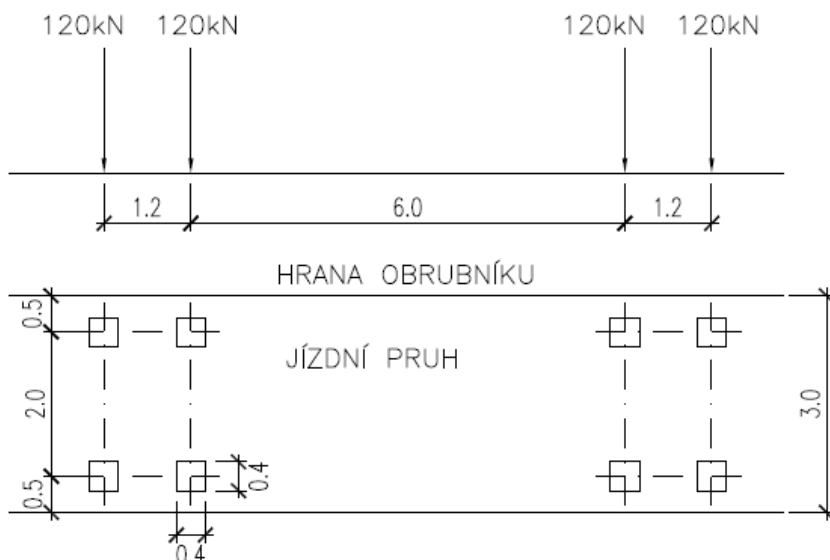
Pro posouzení betonářské a předpínací výztuže na únavu podle ČSN EN 1992-2, čl. 6.8.6 resp. příl.

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.

Přítížení za opěrou od dopravy:

svislá složka zatížení:

$Q_{fk} = 60 + 60 = 120 \text{ kN}$ (charakteristická hodnota zatížení na jednu nápravu)

náhradní plocha 3,0 x 2,5 m

$Q_{k,zs} = 2 \cdot 120 \text{ kN} / (3,0 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m}) = 32 \text{ kN/m}^2$ (charakteristická hodnota zatížení)

vodorovná složka zatížení

$Q_{kvod} = Q_{k,zs} \cdot K_o = 32 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,51 = 16,3 \text{ kN/m}^2$

3.5.5. Brzdné a rozjezdové síly

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

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

$L = 13,4 \text{ m}$ - délka nosné konstrukce

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

$Q_{fk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{fk}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{k1} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 13,44 = 396,3 \text{ kN}$

$Q_{fk,zs} = (396,3 \text{ kN} / 13,4 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m} = 29,6 \text{ kN/m}$ (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:

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

$Q_{fk} = 0,6 \cdot Q_{LM3} = 0,6 \cdot 6 \cdot 150 = 540 \text{ kN}$

$Q_{fk} = 540 \text{ kN}$ (charakteristická hodnota zatížení)

$Q_{fk,zs} = (540 \text{ kN} / 13,4 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m} = 40,3 \text{ kN/m}$ (charakteristická hodnota zatížení na zat'. šířku 1 m)



3.5.6. Odstředivé a jiné příčné síly

Jsou určeny jako příčná síla působící v úrovni dokončeného povrchu vozovky radiálně k ose vozovky.

Odstředivá síla Q_{tk} se uvažuje, most je v oblouku $R=125$ m.

$$Q_{tk} = 40 \cdot Q_v / r = 40 \cdot 2 \cdot 300 / 125 = 192 \text{ kN}$$

$$Q_{tk,zs} = Q_{tk} / L = 192 / 13,4 = 14,3 \text{ kN/m}$$

Dále jsou uvažovány příčné brzdící síly Q_{trk}

$$Q_{trk} = 0,25 \cdot Q_{tk,zs} = 0,25 \cdot 29,6 = 7,4 \text{ kN/m}$$

3.6. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR

Při výpočtu bylo uvažováno s nerovnoměrným poklesem opěry o hodnotě 5 mm, byly vytvořeny zatěžovací stavy pro každou opěru 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: $A=4,33 \text{ m}^2$
 $u=19,7 \text{ m}$
 $RH=70\%$
 Cement N
 Čas 36500 dní

Výsledné poměrné přetvoření konstrukce je 0,00031 [-].

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

$$\Delta T = -\varepsilon / \alpha = -31,0^\circ\text{C}$$

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 ztuhlým 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 ztuhlý 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.

$\varepsilon_{cs} =$	0,00031	[-]
----------------------	----------------	-----

Vývoj poměrného smršťování 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 smršťování 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
$k_h =$	0,72

(1) Základní poměrné přetvoření od smršťování 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 Ť Ů V Á N Í

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

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

$\varepsilon_{cd}(t) =$	0,00026	[-]
-------------------------	----------------	-----

je poměrné smršťování
vysycháním

Poměrné autogenní smršťování je dáno vztahem:

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

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

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

t je dáno ve dnech.

$\beta_{as}(t) =$	1	[-]
-------------------	---	-----

$\varepsilon_{ca} (\infty) =$	0,00005	[-]
-------------------------------	---------	-----

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

*je poměrné autogenní
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 $-32, \text{ °C}$

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“.

$$\Delta T_{M, \text{heat}} = 15 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{M, \text{cool}} = -8 \text{ °C}$$

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 (zima-heat) – $k_{\text{sur}} = 0,7$

Dolní povrch teplejší než horní (léto-cool) – $k_{\text{sur}} = 1,2$

Potom je zatížení rozdílovou složkou teploty:

$$\text{Heat} > 15 \times 0,7 = 10,5 \text{ °C}$$

$$\text{Cool} > 8 \times 1,2 = -9,6 \text{ °C}$$

3.8.3. Zatížení účinky rovnoměrné teploty

Při výpočtu bylo uvažované s konstantní teplotou.

Pro betonovou desku předpokládáme:

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

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

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

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

Maximální a minimální složky teploty mostu:

$$T_{e, \max} = T_{\max} + 1,5 \text{ °C} = 41,5 \text{ °C}$$

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

Hodnoty rovnoměrné teplotní složky:

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

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



3.8.4. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty

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

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))	$\gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}}$	$\gamma_{G,j,\text{inf}} G_{k,j,\text{inf}}$	γ_P		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}}$	$\gamma_{G,j,\text{inf}} G_{k,j,\text{inf}}$	γ_P	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

4.1.2. Mimořádné a seizmické návrhové situace

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

(*) Pro mimořádné návrhové situace lze nejučinnější proměnné zatížení uvažovat častou hodnotou, nebo, jako v případě seizmické 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 seizmické 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 seizmická se doporučuje hodnota $\gamma = 1,0$. ^{NP30)}

6.10a	MSU 1	1,35 G + 1,35 SET + 1,35 LM1_psi + 1,5 . 0,6 . T
	MSU 2	1,35 G + 1,35 SET + 1,5 D_mimo + 1,5 . 0,6 . T
6.10b	MSU 3	1,15 G + 1,15 SET + 1,35 LM1_nepsi + 1,5 . 0,6 . T
	MSU 4	1,15 G + 1,15 SET + 1,5 D_mimo + 1,5 . 0,6 . T
	MSU 5	1,15 G + 1,15 SET + 1,35 LM1_psi + 1,5 T
	MSU 6	1,15 G + 1,15 SET + 1,35 LM3 + 1,5 . 0,6 . T
	MSU 7	1,15 G + 1,15 SET + 1,35 BRZ_LM1 + 1,35 ODST + 1,5 . 0,6 . T + 1,35 LM1_psi



MSU 8 $1,15 G + 1,15 SET + 1,35 BRZ_LM3 + 1,35 ODS + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$

FAT $1,0 G + 1,0 SET + 1,0 LM1_psi + 0,5 \cdot T + 1,4 \cdot FLM3$

4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

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

CHAR 1 $1,0 G + 1,0 SET + 1,0 LM1_nepsi + 0,6 \cdot T$

CHAR 2 $1,0 G + 1,0 SET + 1,0 D_mimo + 0,6 \cdot T$

CHAR 3 $1,0 G + 1,0 SET + 1,0 LM1_psi + 1,0 T$

CHAR 4 $1,0 G + 1,0 SET + 1,0 LM3 + 0,6 \cdot T$

CHAR 5 $1,0 G + 1,0 SET + 1,0 BRZ_LM1 + 1,0 ODS + 0,6 \cdot T + 1,0 LM1_psi$

CHAR 6 $1,0 G + 1,0 SET + 1,0 BRZ_LM3 + 1,0 ODS + 0,6 \cdot T$

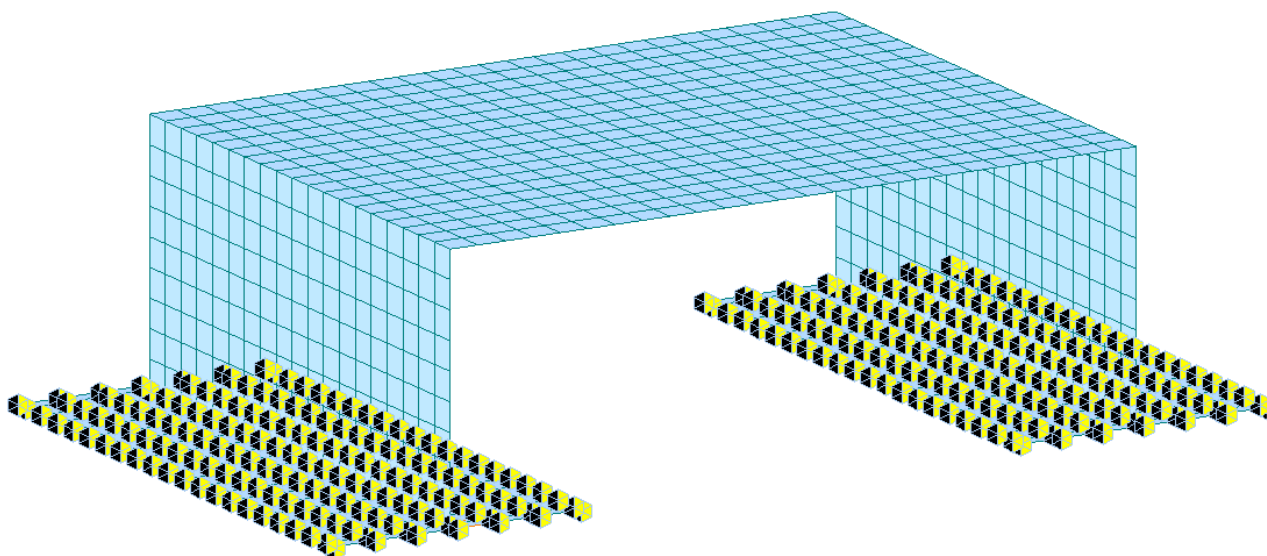
KVZ $1,0 G + 1,0 SET + 0,5 T$

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.

5.1.1. Výpočetní model



5.2. VNITŘNÍ SÍLY

5.2.1. Mezní stav únosnosti

MSÚ		Střed pole	Rámový roh	Pata
MSU 1	n_x [kN/m]	760	-150	-680
	v_z [kN/m]	200	750	150
	m_x [kNm/m]	510	-850	-327
MSU 2	n_x [kN/m]	620	-260	-520
	v_z [kN/m]	100	680	330
	m_x [kNm/m]	170	-1060	290
MSU 3	n_x [kN/m]	700	-165	-660
	v_z [kN/m]	220	580	150
	m_x [kNm/m]	615	-920	-320
MSU 4	n_x [kN/m]	400	-250	-287
	v_z [kN/m]	100	500	300
	m_x [kNm/m]	170	-1000	-250
MSU 5	n_x [kN/m]	710	-180	-460
	v_z [kN/m]	208	890	160
	m_x [kNm/m]	566	-863	-283
MSU 6	n_x [kN/m]	744	-150	-450
	v_z [kN/m]	191	520	150
	m_x [kNm/m]	405	-800	-216
MSU 7	n_x [kN/m]	715	-165	-609
	v_z [kN/m]	185	650	150
	m_x [kNm/m]	508	-880	-290
MSU 8	n_x [kN/m]	780	-120	-470
	v_z [kN/m]	100	700	160
	m_x [kNm/m]	261	-672	-258

5.2.2. Mezní stav použitelnosti

MSP char		Střed pole	Rámový roh	Pata
CHAR 1	nx [kN/m]	621	-120	-500
	vz [kN/m]	185	500	115
	mx [kNm/m]	460	-717	-250
CHAR 2	nx [kN/m]	520	-156	-375
	vz [kN/m]	100	230	-180
	mx [kNm/m]	130	-744	200
CHAR 3	nx [kN/m]	680	-128	-550
	vz [kN/m]	158	380	120
	mx [kNm/m]	425	-677	-240
CHAR 4	nx [kN/m]	550	-106	-356
	vz [kN/m]	120	400	120
	mx [kNm/m]	334	-628	-175
CHAR 5	nx [kN/m]	570	-120	-412
	vz [kN/m]	139	700	125
	mx [kNm/m]	385	-695	-255
CHAR 6	nx [kN/m]	613	-91	-350
	vz [kN/m]	50	700	130
	mx [kNm/m]	205	-539	-235

MSP kvz		Střed pole	Rámový roh	Pata
KVZ 1	nx [kN/m]	538	-57	-250
	vz [kN/m]	35	350	120
	mx [kNm/m]	180	-422	-190

5.2.3. Únava

FAT		Střed pole	Rámový roh	Pata
FAT MAX	nx [kN/m]	670	20	-280
	vz [kN/m]	200	300	0
	mx [kNm/m]	445	-130	70
FAT MIN	nx [kN/m]	220	-150	-200
	vz [kN/m]	160	480	105
	mx [kNm/m]	110	-700	-240

5.3. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ

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.

Data projektu

Název projektu	-- nezadáno --
Autor	-- nezadáno --
Datum vytvoření protokolu	07.03.2017
Verze	23.0.1.1401

NÁRODNÍ NORMA

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01
Návrhová životnost	100 let

Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Hodnota [%]	Status posudku
M 1 (Nosník)	4	S 2-rámový roh	99,6	✓

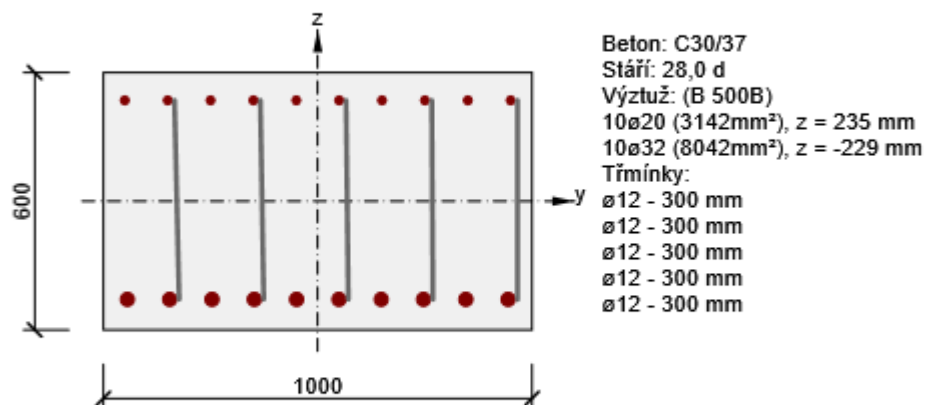
Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Hodnota [%]	Status posudku
S 1-pole	M 1 (Nosník)	R 1-pole	99,0	✓
S 2-rámový roh	M 1 (Nosník)	R 2-rámový roh	99,6	✓
S 3-pata	M 1 (Nosník)	R 3-pata	57,9	✓
S 4-příčný řez	M 1 (Nosník)	R 4-příčná výztuž	86,0	✓

Posouzení řezů

Řez S 1-pole

Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1-pole



Souhrn

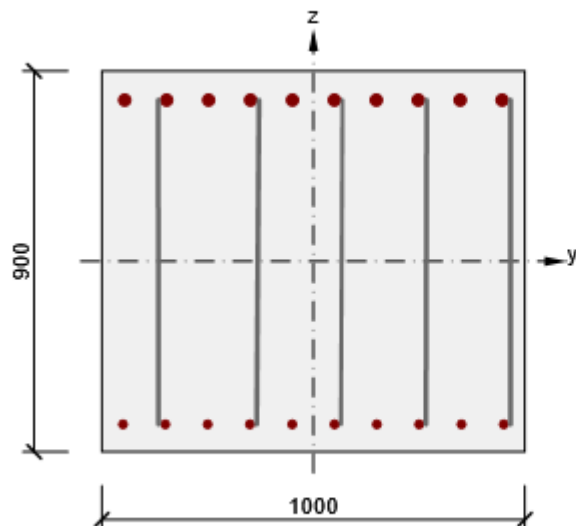
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	M_{Ed,y} [kNm]	M_{Ed,z} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únava	670,0	445,0	0,0			99,0	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	M_{Ed,y} [kNm]	M_{Ed,z} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	700,0	615,0	0,0			46,9	OK
Smyk	700,0			220,0	0,0	66,6	OK
Interakce	700,0	615,0	0,0	220,0	0,0	57,2	OK
Únava	670,0	445,0	0,0			99,0	OK
Omezení napětí	621,0	460,0	0,0			48,3	OK
Šířka trhliny	538,0	180,0	0,0			18,8	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Řez S 2-rámový roh

Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2-rámový roh



Beton: C30/37
Stáří: 28,0 d
Výztuž: (B 500B)
10ø28 (6158mm²), z = 381 mm
10ø20 (3142mm²), z = -385 mm
Třmínky:
ø12 - 150 mm
ø12 - 150 mm
ø10 - 150 mm
ø12 - 150 mm
ø12 - 150 mm

Souhrn

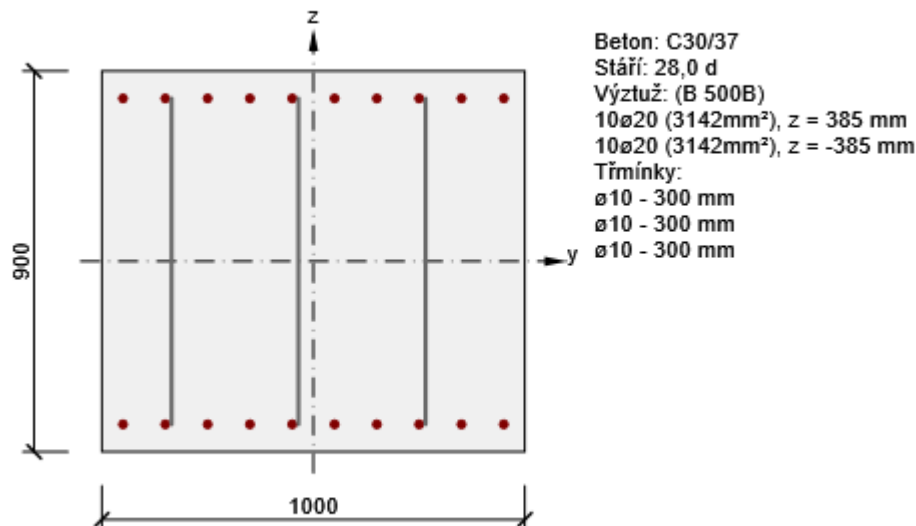
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únava	20,0	-130,0	0,0			99,6	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-260,0	-1060,0	0,0			46,3	OK
Smyk	-260,0			680,0	0,0	64,7	OK
Interakce	-260,0	-1060,0	0,0	680,0	0,0	65,5	OK
Únava	20,0	-130,0	0,0			99,6	OK
Omezení napětí	-156,0	-744,0	0,0			47,9	OK
Šířka trhliny	-57,0	-422,0	0,0			21,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Řez S 3-pata

Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 3-pata



Souhrn

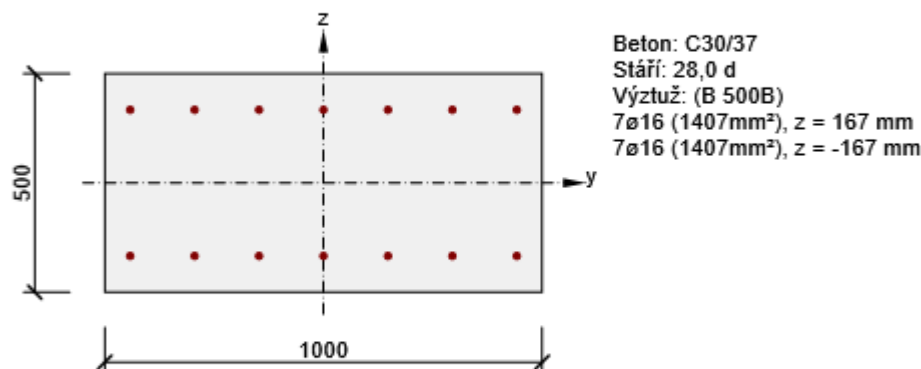
Rozhodující typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únava	-280,0	70,0	0,0			57,9	OK
Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-680,0	-327,0	0,0			11,7	OK
Smyk	-680,0			150,0	0,0	34,9	OK
Interakce	-680,0	-327,0	0,0	150,0	0,0	34,9	OK
Únava	-280,0	70,0	0,0			57,9	OK
Omezení napětí	-412,0	-255,0	0,0			12,0	OK
Šířka trhliny	-250,0	-190,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

Řez S 4-příčný řez

Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 4-příčná výztuž



Souhrn

Rozhodující 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	-125,0	247,0	0,0			86,0	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	-125,0	247,0	0,0			86,0	OK
Smyk	-125,0			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	-125,0	247,0	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Únava	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno
Omezení napětí	-155,0	181,0	0,0			72,1	OK
Šířka trhliny	0,0	0,0	0,0			0,0	Neprovedeno

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

5.4. ŽB ZAVĚŠENÉ KŘÍDLO

Objemová tíha zeminy za opěrou

Uhel vnitřního
tření

Objemová tíha železobetonu

Rovnoměrné zatížení dopravou

Zatížení chodníka

$$g = 22,5 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\varphi = 24,0^\circ$$

$$g_b = 25,0 \text{ kNm}^{-3}$$

$$q = 58 \text{ kNm}^{-2}$$

$$q_{ch} = 5 \text{ kNm}^{-2}$$

Zatížení od svodidla a
zábradlí

$$q_{zab} = 1,50 \text{ kNm}$$

Částková plocha křídla podélného
řezu

$$A1 = 4,65 \text{ m}^2$$

Částková plocha křídla podélného
řezu

$$A2 = 8,20 \text{ m}^2$$

Částková plocha křídla příčného řezu

$$A3 = 0,60 \text{ m}^2$$

Plocha římsy

$$A4 = 0,88 \text{ m}^2$$

Délka křídla

$$b1 = 4,95 \text{ m}$$

Šířka křídla

$$b2 = 0,60 \text{ m}$$

Částková výška křídla

$$h1 = 1,00 \text{ m}$$

Částková výška křídla

$$h2 = 3,30 \text{ m}$$

Šířka chodníka

$$š_{ch} = 2,50 \text{ m}$$

Rameno síl F_x

$$r1 = 2,48 \text{ m}$$

Rameno síl F_y

$$r2 = 1,41 \text{ m}$$

Součinitel spolehlivosti stálého
zatížení

$$g_G = 1,35$$

Součinitel spolehlivosti proměnného zatížení

$$g_{Q1} = 1,35$$

Síla od zatížení chodcem

$$F_{ch} = 62 \text{ kN}$$

Síla od tíhy zábradlí, svodidla a římsy

$$F_{rim+zab} = 116 \text{ kN}$$

Částková tíha
křídla

$$F_{x1} = 74 \text{ kN}$$

Částková tíha
křídla

$$F_{x2} = 123 \text{ kN}$$

Částková síla od tlaku zeminy včetně přitížení

$$F_{y1} = 221 \text{ kN}$$

Částková síla od tlaku zeminy včetně přitížení

$$F_{y2} = 624 \text{ kN}$$

Náhradní výška

$$h_n = q/\gamma \quad h_n = 3,05 \text{ m}$$

Součinitel tlaku v klidu

$$K_o = (1 - \sin \varphi) * R_{oc}^{1/2} \quad K_o = 0,59$$

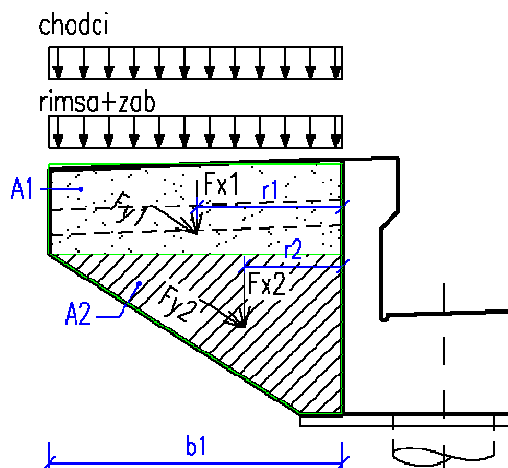
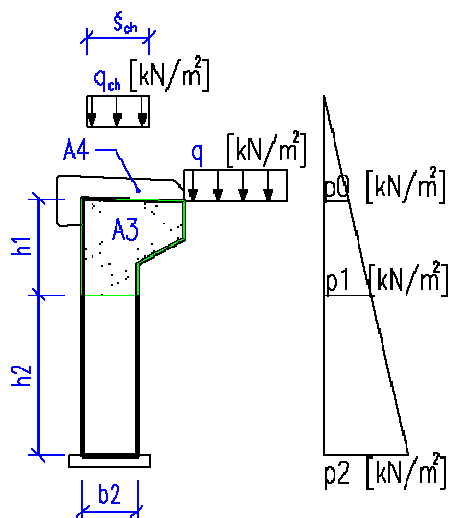
Zemní tlak v klidu

$$p_o = \gamma * h * K_o \quad p_o = 40,7 \text{ kNm}^{-2}$$

$$p1 = 54,1 \text{ kNm}^{-2}$$

$$p2 = 98,1 \text{ kNm}^{-2}$$

(charakteristické hodnoty)



Dimenzační síly od svislého zatížení

Příčná síla
Ohybový
moment

$$Q = \gamma_Q \cdot F_{ch} + \gamma_G \cdot (F_{rim} + F_{x1} + F_{x2}) \quad Q = 507 \text{ kN}$$

$$M = \gamma_Q \cdot F_{ch} \cdot r_1 + \gamma_G \cdot (F_{rim} \cdot r_1 + F_{x1} \cdot r_1 + F_{x2} \cdot r_2) \quad M = 1078 \text{ kNm}$$

$$q = Q / (h_1 + h_2) \quad q = 118 \text{ kN/m}$$

$$m = M / (h_1 + h_2) \quad m = 251 \text{ kNm/m}$$

Dimenzační síly od vodorovného zatížení

Příčná síla
Ohybový
moment:

$$Q = \gamma_Z \cdot (F_{y1} + F_{y2}) \quad Q = 1140 \text{ kN}$$

$$M = \gamma_Z \cdot (F_{y1} \cdot r_1 + F_{y2} \cdot r_2) \quad M = 1925 \text{ kNm}$$

$$q = Q / (h_1 + h_2) \quad q = 265 \text{ kN/m}$$

$$m = M / (h_1 + h_2) \quad m = 448 \text{ kNm/m}$$

Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Hodnota [%]	Status posudku
S 5-křídlo vod	M 1 (Nosník)	R 5-křídlo vod	93,3	✓

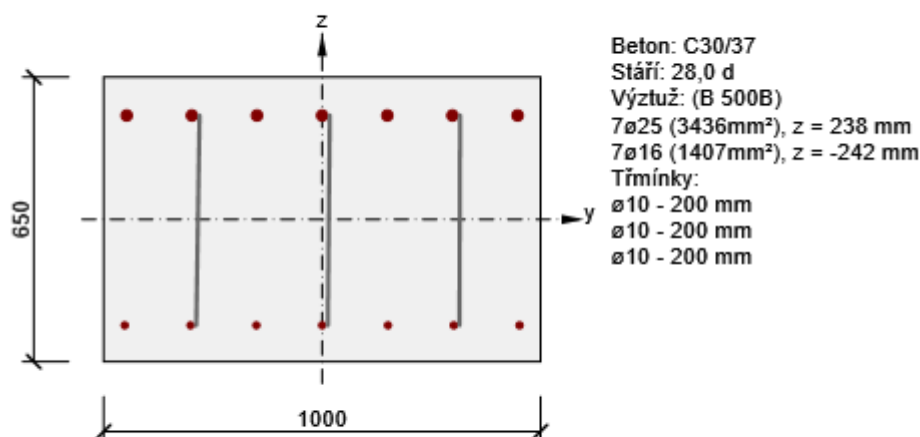
Posouzení řezů



Řez S 5-křídlo vod

Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 5-křídlo vod



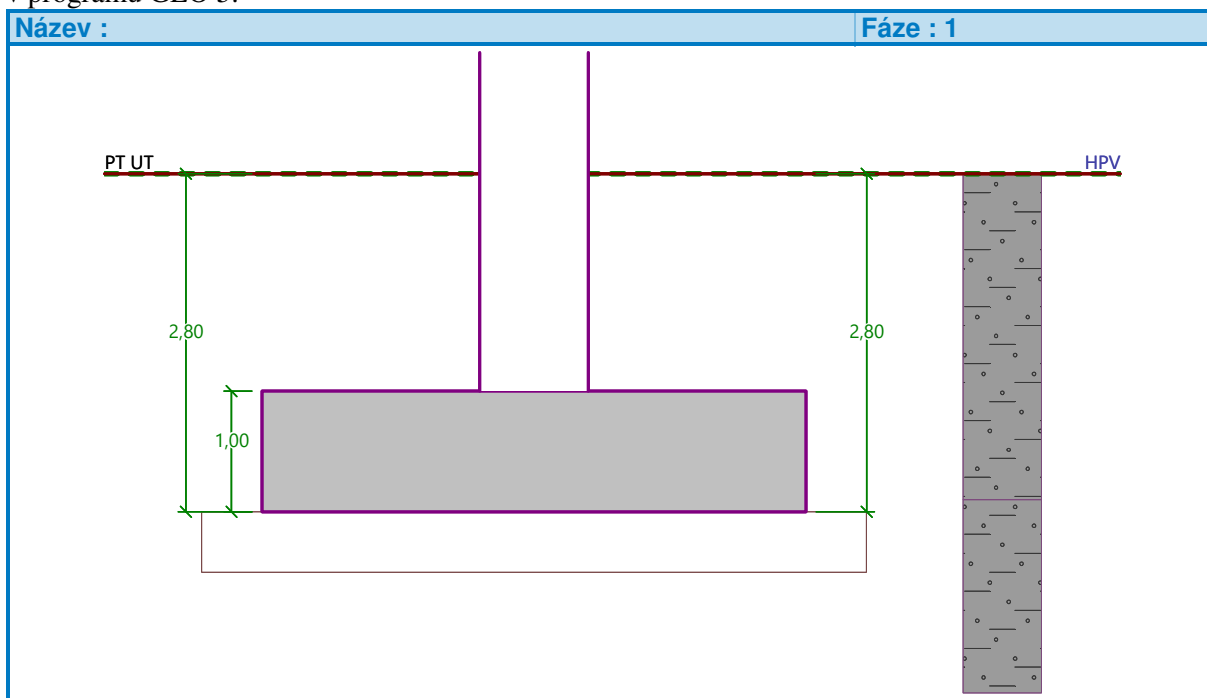
Souhrn

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			265,0	0,0	93,3	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	-448,0	0,0			57,3	OK
Smyk	0,0			265,0	0,0	93,3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

5.5. PLOŠNÉ ZALOŽENÍ KONSTRUKCE

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



Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 23.08.2023

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Výpočet pro odvozené podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333


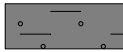

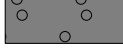
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu




Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	GT1 (F1/MG)		29,00	8,00	18,50	8,50	19,00
2	GT2 (F4/CS)		24,00	16,00	18,50	8,50	20,00
3	GT3 (R6/F4)		26,00	20,00	20,50	10,50	22,00
4	GT4 (R5)		25,00	80,00	21,50	11,50	25,00
5	Třída G1, ulehla		41,50	0,00	21,00	11,00	

Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	GT1 (F1/MG)		nesoudržná	29,00	-	-	-
2	GT2 (F4/CS)		soudržná	-	0,35	-	-
3	GT3 (R6/F4)		soudržná	-	0,35	-	-
4	GT4 (R5)		soudržná	-	0,35	-	-
5	Třída G1, ulehla		nesoudržná	41,50	-	-	-

Parametry zemín**GT1 (F1/MG)**

Objemová tíha :	γ =	18,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	29,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	8,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def} =	7,50 MPa
Poissonovo číslo :	ν =	0,35
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	18,50 kN/m ³

GT2 (F4/CS)



Objemová tíha :	γ	=	18,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	24,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	16,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	5,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,50 kN/m ³

GT3 (R6/F4)

Objemová tíha :	γ	=	20,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	26,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	20,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	8,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,50 kN/m ³

GT4 (R5)

Objemová tíha :	γ	=	21,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	25,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	80,00 kPa
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	8,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,50 kN/m ³

Třída G1, ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	41,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	478,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu	h_z	=	2,80 m
Hloubka základové spáry	d	=	2,80 m
Tloušťka základu	t	=	1,00 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0,00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0,00 °

Nadloží

Typ: zadat objemovou tíhu

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu	=	2,00 m
Šířka pasu (x)	=	4,50 m
Šířka sloupu ve směru x	=	0,90 m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu	=	4,50 m ³ /m
Objem výkopu	=	12,60 m ³ /m
Objem zásypu	=	6,48 m ³ /m

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_{sp} = 0,50$ m
Hloubka štěrpkopískového polštáře $h_{sp} = 0,50$ m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00$ 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


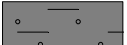
Ocel podélná: B500B

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

Ocel příčná: B500B

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

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,70	0,00 .. 2,70	GT2 (F4/CS)	
2	-	2,70 .. ∞	GT3 (R6/F4)	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M _y [kNm/m]	H _x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		MSU (maxN)	Návrhové	705,00	150,00	100,00
2	Ano		MSU (maxM)	Návrhové	680,00	327,00	150,00
3	Ano		MSP (maxN)	Užitné	550,00	120,00	75,00
4	Ano		MSP (maxM)	Užitné	412,00	255,00	125,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené 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 (maxN)	Ano	-0,06	0,00	189,14	617,34	30,64	Ano
MSU (maxN)	Ne	-0,06	0,00	198,72	622,43	31,93	Ano
MSU (maxM)	Ano	-0,22	0,00	197,89	561,26	35,26	Ano
MSU (maxM)	Ne	-0,21	0,00	207,37	569,01	36,44	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 78,98$ kN/m

Spočtená tíha nadloží $Z = 87,48$ kN/m

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU (maxM))

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 2,85 \text{ m}$ Dosah smykové plochy $l_{sp} = 8,17 \text{ m}$ Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 569,01 \text{ kPa}$ Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 207,37 \text{ kPa}$ **Svislá únosnost VYHOVUJE****Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,049 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,049 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Posouzení vodorovné únosnosti**

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU (maxM))

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 11,53 \text{ kN}$ Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 656,57 \text{ kN}$ Extrémní horizontální síla $H = 150,00 \text{ kN}$ **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 $G = 58,50 \text{ kN/m}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 64,80 \text{ kN/m}$ Sednutí středu délkové hrany $= 10,0 \text{ mm}$ Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 8,0 \text{ mm}$ Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 7,3 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky**Tuhost základu:**Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 118,25 \text{ MPa}$ Základ je ve směru délky tuhý ($k=3,06$)Základ je ve směru šířky tuhý ($k=279,07$)**Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,054 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita $e_t = 0,054 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE**

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 8,9 mm

Hloubka deformační zóny = 5,66 m

Natočení ve směru šířky = 0,500 (tan*1000); (2,9E-02 °)

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

10 ks profil 16,0 mm, krytí 55,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 1,00 m

Stupeň vyztužení ρ = 0,21 % > 0,15 % = ρ_{min} Poloha neutrálné osy x = 0,05 m < 0,58 m = x_{max} Moment na mezi únosnosti M_{Rd} = 800,00 kNm > 325,89 kNm = M_{Ed} **Průřez VYHOVUJE.****Posouzení základu na protlačení**

Normálová síla v sloupu = 680,00 kN

Maximální únosnost na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 136,00 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 544,00 kN

Uvažovaný obvod sloupu u_0 = 2,00 mSmykové napětí na obvodu sloupu $v_{Ed,max}$ = 0,46 MPaÚnosnost na obvodu sloupu $v_{Rd,max}$ = 4,22 MPa**Kritický průřez bez smykové výztuže**

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 419,18 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 260,82 kN

Vzdálenost průřezu od sloupu = 0,94 m

Délka průřezu u = 2,00 mSmykové napětí na průřezu v_{Ed} = 0,20 MPaÚnosnost nevyztuženého průřezu $v_{Rd,c}$ = 0,68 MPa $v_{Ed} < v_{Rd,c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná**Základ na protlačení VYHOVUJE**

6. ZÁVĚR

Statický výpočet svým rozsahem a podrobností odpovídá danému stupni projektové dokumentace – DUSP/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.

Praha, srpen 2023

vypracoval: Ing. Martin Knytl