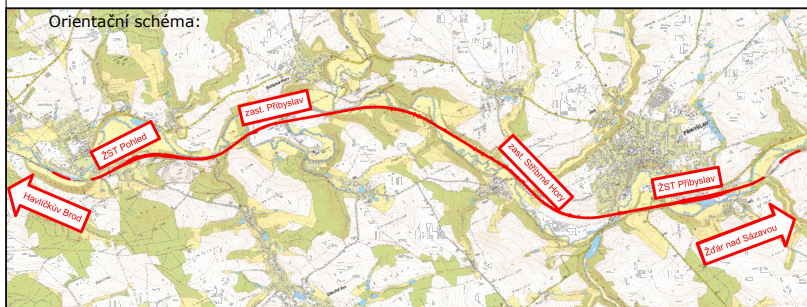




EVROPSKÁ UNIE  
Evropské strukturální a investiční fondy  
Operační program Doprava

Ministerstvo dopravy  
Státní fond dopravní  
infrastruktury




Razítko oprávněné osoby:

Podpis:

Datum:

Revize:	Datum:	Popis:	Kontroloval:
001	11 / 2021	První dílčí odevzdání	Ing. Emil Špaček
002	03 / 2022	DSP po zapracování připomínek složek Správy železnic, státní organizace	Ing. Emil Špaček
003	04 / 2022	PDPS k připomínkovému řízení složek Správy železnic, státní organizace	Ing. Emil Špaček
004	05 / 2022	PDPS po zapracování připomínek složek Správy železnic, státní organizace	Ing. Emil Špaček

Stavebník/Investor:	<b>Správa železnic, státní organizace</b>	
Adresa:	Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1	
Zástupce investora:	Stavební správa východ	
Adresa:	Nerudova 773/1, 779 00 Olomouc	

Zhotovitel stavby:	<b>SAGASTA s.r.o.</b>		
Adresa:	Novodvorská 1010/14, 142 00, Praha 4 - Lhotka		
Kontakt:	T: +420 261 344 100 E: info@sagasta.cz		
Zhotovitel objektu:	<b>SAGASTA s.r.o.</b>		
Adresa:	Novodvorská 1010/14, 142 00, Praha 4 - Lhotka		
Kontakt:	T: +420 261 344 100 E: info@sagasta.cz		
Hlavní projektant (HIP): Ing. Emil Špaček	Specialista: Ing. Dávid Kuczik	Odpovědný projektant: Ing. Vojtěch Zvěřina	Zpracovatel: Ing. Martin Knytl

Název stavby/akce:	<b>Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav - Pohled</b>	Označení (S-kód): S621500627	
		Označení zhotovitele: 120 076	
Název části:	Mosty, propustky, zdi	Označení části: D 2.1.4	
Název objektu:	Železniční most v ev. km 105,469	Označení objektu/komplexu: <b>SO 12-20-03</b>	
Název přílohy:	Statický výpočet	Číslo přílohy: <b>3.001</b>	
Název dílčí části přílohy:		Paré:	
Kraj:	Katastrální území:	TUDU: 2031 26 2031 M1 2031 N1	
Vysočina	viz. textová část		
Stupeň dokumentace:	Datum zpracování:	Formáty:	Měřítko:
PDPS	11 / 2021	37 x A4	-

S-kód:	Stupeň dokumentace:	Část:	Objekt:	Podoblast:	Příloha:	Revize:
S 6 2 1 5 0 0 6 2 7	-	P D P S	- X D 2 1 4	- S O 1 2 2 0 0 3	X X	3 - 0 0 1 - 0 0 4

DOKUMENTACI LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. VÝKRES, ČI JEHO ČÁST, MŮŽE BÝT KOPIJOVÁN NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠÍŘOVÁN POUZE PO PŘEDCHOZÍM SOUHLASU SAGASTA, s.r.o.

## OBSAH

<b>1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU .....</b>	<b>2</b>
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 .....	2
1.4.1. Nosná konstrukce a římsy .....	2
1.4.2. Spodní stavba .....	3
1.4.3. Mostní svršek .....	3
<b>2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY .....</b>	<b>4</b>
<b>3. ZATÍŽENÍ .....</b>	<b>5</b>
3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE .....	5
3.2. OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ .....	5
3.3. ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍ DOPRAVOU .....	5
3.3.1. Model zatížení 71 .....	5
3.3.2. Model zatížení SW/0 .....	7
3.3.3. Model zatížení D4 .....	7
3.3.4. Brzdné a rozjezdové síly .....	7
3.3.5. Odstředivé a jiné příčné síly .....	7
3.4. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR .....	7
3.5. SMRŠŤOVÁNÍ .....	7
3.6. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLoty .....	9
3.6.1. Všeobecně .....	9
3.6.2. Zatížení účinky rozdílové složky teploty .....	9
3.6.3. Zatížení účinky rovnoměrné teploty .....	10
3.6.4. Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné složky teploty .....	10
3.7. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU .....	10
<b>4. KOMBINACE ZATÍŽENÍ .....</b>	<b>10</b>
4.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI .....	10
4.1.1. Trvalé a dočasné návrhové situace .....	10
4.1.2. Mimořádné a seizmické návrhové situace .....	11
4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI .....	11
<b>5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE .....</b>	<b>11</b>
5.1. ŽB DESKA .....	11
5.1.1. Výpočetní model .....	11
5.1.2. VNITŘNÍ SÍLY .....	12
5.1.3. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ .....	14
5.2. VRUBOVÝ KLOUB .....	19
5.3. ŽB ÚLOŽNÝ PRAH .....	20
5.4. NAPĚTÍ POD ÚLOŽNÝM PRAHEM .....	21
5.5. ŽB ZÍDKA .....	21
5.6. PAŽENÍ BĚHEM VÝSTAVBY .....	28
5.7. ZATÍŽITELNOST PONECHÁVANÉ STÁVAJÍCÍ ČÁSTI NK .....	32
<b>6. VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI .....</b>	<b>36</b>
<b>7. PAŽENÍ BĚHEM VÝSTAVBY .....</b>	<b>36</b>
<b>8. ZÁVĚR .....</b>	<b>41</b>

## 1. TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

### 1.1. POPIS MOSTU – ZÁKLADNÍ ÚDAJE

<i>Název stavby</i>	<b>Rekonstrukce traťového úseku Příbyslav - Pohled</b>
<i>Objekt č.</i>	<b>12-20-03</b>
<i>Název objektu</i>	<b>Železniční most v ev. km 105,469</b>
<i>Stupeň PD</i>	<b>DSP+PDPS</b>
<i>Délka nosné konstrukce</i>	14,78 m
<i>Počet polí, rozpětí</i>	1; 12,89 m
<i>Půdorysný tvar</i>	V přechodnici
<i>Šikmost mostu</i>	38,4°
<i>Šířka (mezi zábradlími)</i>	10,62 m (v ose mostu)
<i>Statický systém</i>	ŽB deska na vrubových kloubech
<i>Popis konstrukce</i>	ŽB deska na vrubových kloubech na nových úložných prazích, stávající betonové opěry
<i>Technologie výstavby</i>	betonáž na pevné skruži ve dvou etapách
<i>Použité materiály</i>	úložné prahy C30/37 žb. deska C30/37
<i>Ložiska</i>	betonářská výztuž B500B konstrukční ocel S235 bez ložisek
<i>Mostní závěry</i>	bez mostních závěrů
<i>Traťová třída zatížení</i>	D4/120 a D2/160
<i>Zatížitelnost mostu</i>	1,21 x UIC

### 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. Nosná konstrukce a římsy

Nosná konstrukce je navržena jako železobetonová desková konstrukce na vrubových kloubech na nových úložných prazích s min. podjezdnou výškou 4,65 m. Rozpětí NK je 12,89 m, celková šířka NK je 10,89 m (v ose komunikace pod mostem). Most je šikmý – 38,4°. Nosná konstrukce je rozdělena na dva dilatační celky dil. spárou tl. 20 mm. Tloušťka desky je v ose 1050 mm.

Spád nosné konstrukce je navržen v podélném sklonu 2,0 % od středu na obě strany, v příčném směru je vodorovný. Spodní deska je vodorovná ve všech směrech. Hydroizolačním souvrstvím na nosné konstrukci bude o celkové tloušťce 60 mm.

Konce nosné konstrukce jsou osazeny žb římsami š. 440 mm, s výškou lícové části 250 mm, na

rubové straně s vybráním pro ukončení izolace. Spád horní plochy římsy je 4% směrem ke kolejovému loži. Římsy jsou provedeny v podélném směru nad NK rovnoběžně, na křídlech pak respektujících přechody žel. svršku. Římsa je rozdělena na obou stranách dvěma dilatačními spárami. Do levé i pravé římsy bude kotveno úhelníkové zábradlí. Zábradlí bude kotveno pomocí patních desek a kotev.

#### **1.4.2. Spodní stavba**

Stávající spodní stavba bude částečně odbourána a budou zde vytvořeny nové úložné prahy. Nosná konstrukce bude na nich uložena přes vrubové klouby. Šířka úložných prahů je 3,39 m, délka 17,7 m, rozděleny jsou dilatační spárou stejně jako NK. Horní plocha prahů je skloněna 1:4 směrem k rubu, výška čelní lícové části je 1,12 m. Nové žb úložné prahy budou se stávající spodní stavbou spřaženy přes vlepenou bet. výztuž. Vrubové klouby jsou tvořeny pruty  $d=36$  mm á 200 mm.

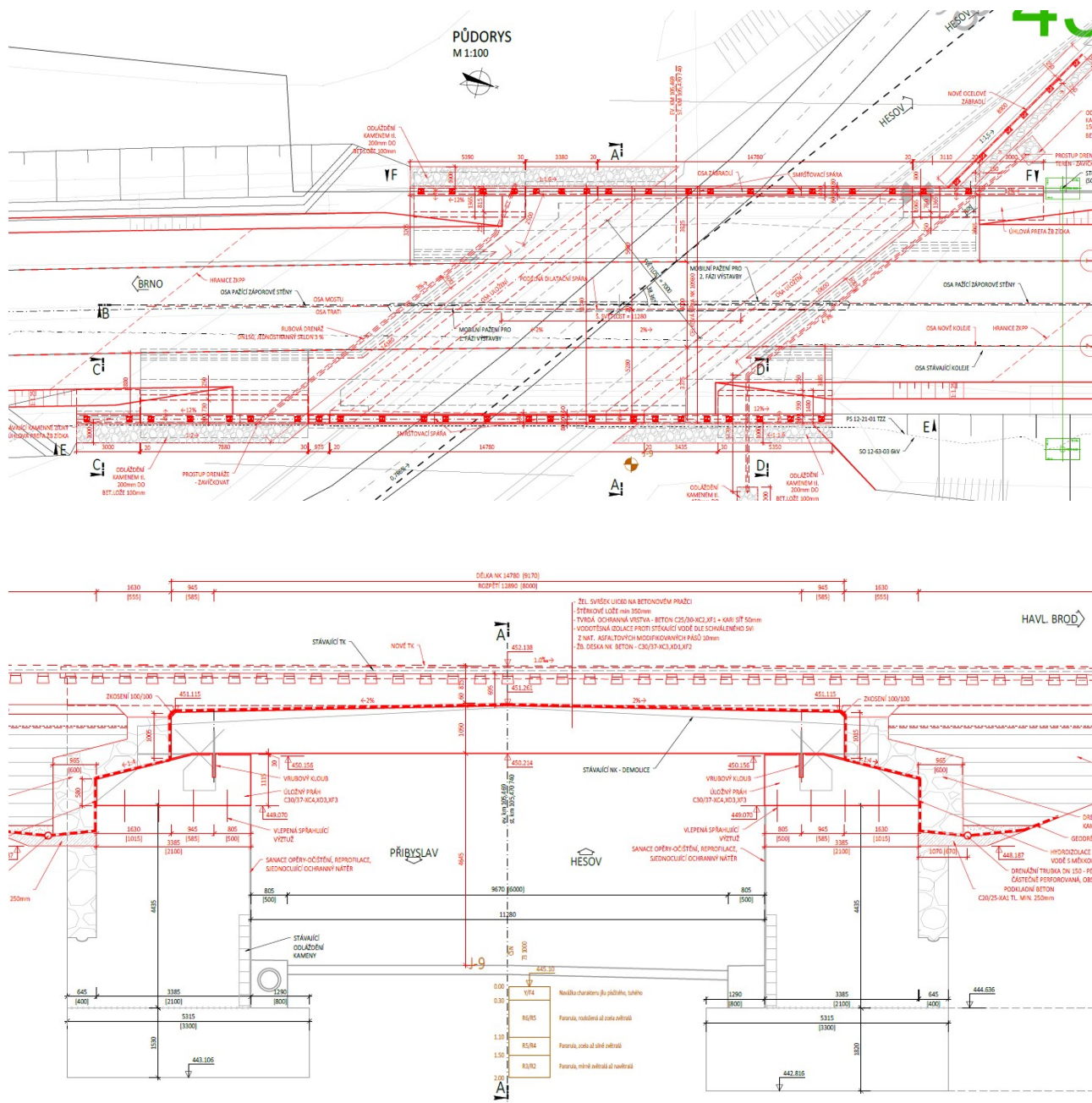
Dále jsou navrženy žb úhlové zídky jako rovnoběžná křídla. Šířka základu je 1,50 m, tl. dříku i základu 0,3 m, výška proměnná

#### **1.4.3. Mostní svršek**

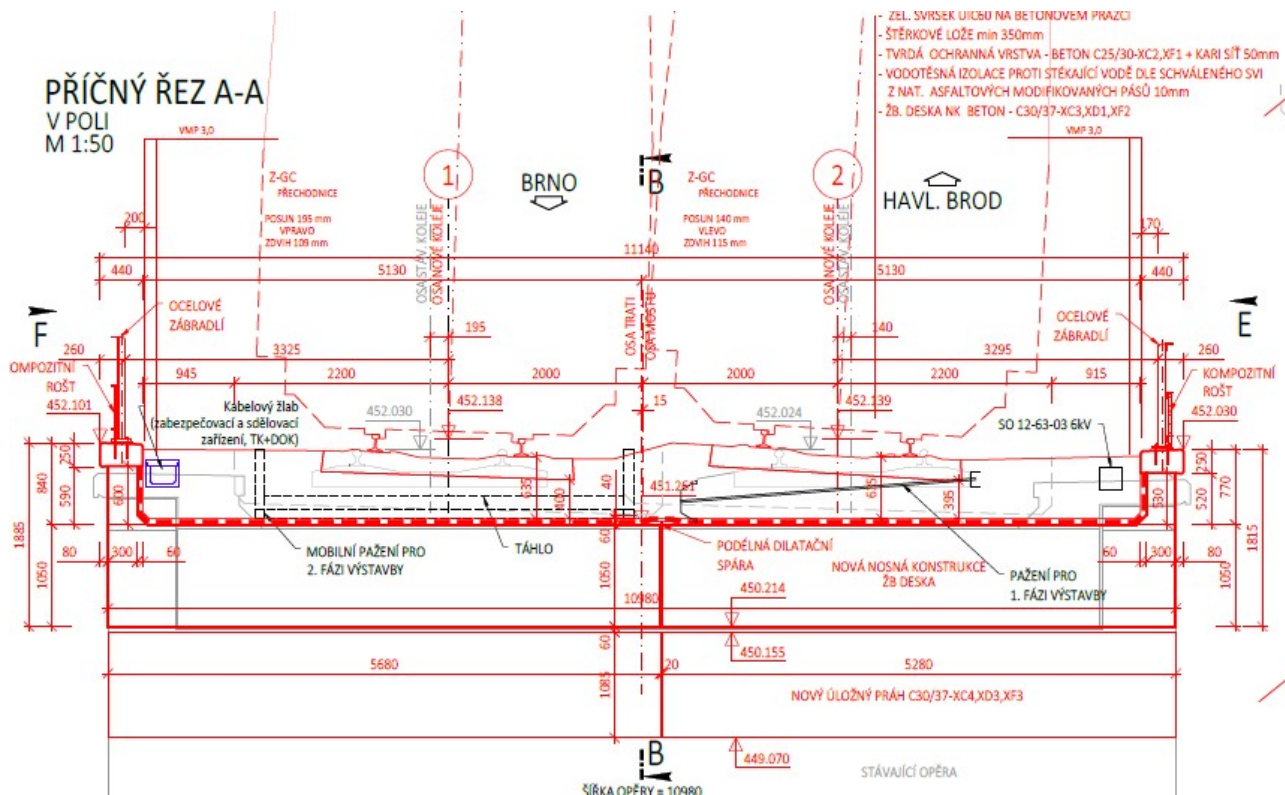
Železniční svršek na mostě je ve tvaru S49, bezstyková kolej na betonových pražcích, s pružným bezpodkladnicovým upevněním a řeší jej samostatné stavební objekty.

Na celém mostě je dodržena min. tloušťka kolejového lože 510 + 40 mm (pro převýšení 49 mm v koleji č.1 resp. 90 mm v kol. č. 2), volný prostor pro čističku od os kolejí vlevo i vpravo 2200 mm + 60 mm

## 2. PŘEHLEDNÉ VÝKRESY







### 3. ZATÍŽENÍ

#### 3.1. VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

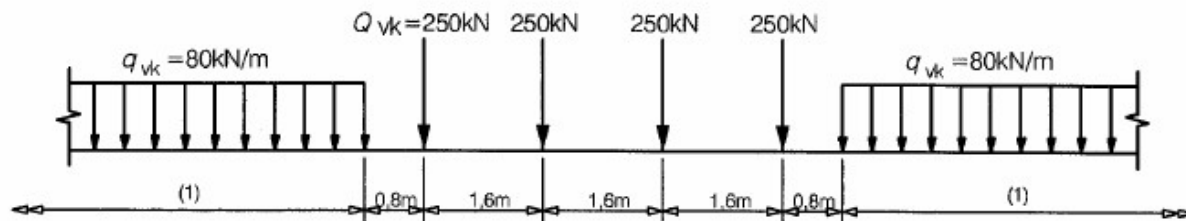
Vlastní tíha nosné konstrukce byla vypočítaná s objemovou tíhou betonu 25,0 kN/m<sup>3</sup>.

#### 3.2. OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Zatížení	Část svršku	Rozměry		Objemová tíha	Charakteristická hodnota zatížení
		/ks/	/m2; m/		
g1k,1	pravostranná římsa	1	0,29	25	7,25
g1k,2	levostranná římsa	1	0,29	25	7,25
g1k,3	zábradlí	2		1,5	3,00
g1k,4	izolace		0,01	23	0,23
g1k,5	bet. Krycí vrstva		0,05	25	1,25
g1k,6	kolejové lože		0,45	20	9,00
g1k,7	betonové pražce				1,50
g1k,8	kolejnice s upevňovacími				1,20

#### 3.3. ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍ DOPRAVOU

##### 3.3.1. Model zatížení 71



klasifikační součinitel zatížení  
Charakteristické hodnoty

$$1,21$$

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$$

$$Q_{vk}/1,60 = 156,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk} = Q_{vk}/3,00 = 52,08 \text{ kN/m}^2$$

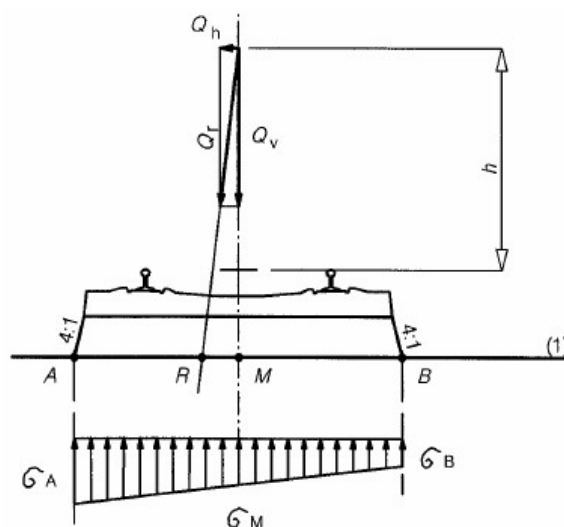
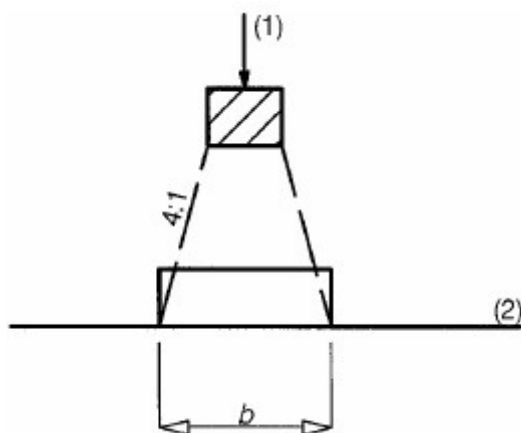
$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73$$

dynamický součinitel

náhradní délka  $L_\Phi = 12,90 \text{ m}$

$$\phi_3 = 1,37$$

### Podélný a příčný roznos zatížení



Podélný směr

- výška přesypávky pod pražcem  $h = 0,50 \text{ m}$
- $L_{ef} = 6,4 + 2 \cdot (0,25 \cdot 0,5 + 0,5) = 7,65 \text{ m}$

Příčný směr

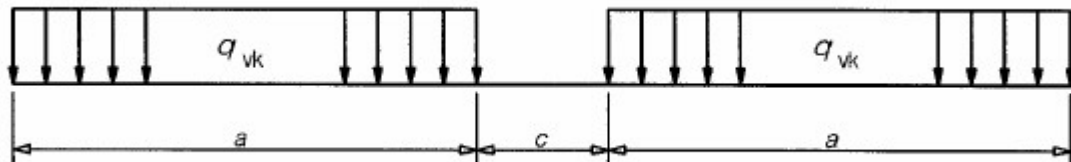
- $B_{ef} = 3,0 + 2 \cdot (0,25 \cdot 0,50 + 0,50) = 4,25 \text{ m}$

Svislá složka zatížení:

$$q_{k,LM71} = 4 \cdot Q_{vk} / (L_{ef} \cdot B_{ef}) = 4 \cdot 250 / (7,65 \cdot 4,25) = 30,8 \text{ kN/m}^2 \text{ (charakteristická hodnota zatížení)}$$

$$q_{k,LM71,zs} = q_{k,LM71} \cdot 1,21 \cdot \phi_3 = 30,8 \cdot 1,21 \cdot 1,37 = 51,0 \text{ kN/m}^2$$

### 3.3.2. Model zatížení SW/0



$$q_{vk} = 133 \text{ kN/m} \quad a = 15 \text{ m} \quad c = 5,3 \text{ m}$$

$$q_{k,sw2} = q_{vk} / \text{Bef} = 133 / (4,25) = 31,3 \text{ kN/m}^2 \text{ (charakteristická hodnota zatížení)}$$

$$q_{k,sw2,zs} = q_{k,sw2} * 1,21 * \phi_3 = 31,3 * 1,21 * 1,37 = 51,9 \text{ kN/m}^2$$

### 3.3.3. Model zatížení D4

Model zatížení traťové třídy D4 byl použitý při návrhu pažicí konstrukce.

$$f_d = 4 \times 225 / (3,0 \times 9,6) = 31,3 \text{ kN/m}^2$$

### 3.3.4. Brzdné a rozjezdové síly

1) Rozjezdová síla pro LM71:

$$q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$$

2) Brzdná síla pro LM 71:

$$q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$$

Aplikováno jako rovnoměrné podélné zatížení v ose koleje.

### 3.3.5. Odstředivé a jiné příčné síly

Nejsou uvažovány – kolej v přechodnici s  $R=2450 \text{ m}$ .

## 3.4. NEROVNOMĚRNÝ POKLES PODPĚR

Nerovnoměrný pokles podpor není při výpočtu uvažován vzhledem k ponechání stávajících opěr, u nichž se další pokles nepředpokládá.

## 3.5. 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 času.

Vstupní hodnoty:

- $A = 17,40 \text{ m}^2$
- $u = 59,2 \text{ m}$
- $RH = 70\%$
- Cement N
- Čas 36500 dní

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

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

$$\Delta T = -\varepsilon / \alpha = -30,0^\circ\text{C}$$

## 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  $\xi$  pevnosti betonu. Zejména má být uvažováno, pokud se nový beton betonuje na ztvrdlý beton. Hodnota  $\xi$  celkového poměrného smršťování je tedy:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

(3.8)





$\varepsilon_{cs} =$	<b>0,00030</b>	<b>[-]</b>
----------------------	----------------	------------

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
$\geq 500$	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.

$\beta_{ds}(t, t_s) =$	<b>0,99</b>
$k_h =$	<b>0,71</b>

(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;

$\alpha_{ds1}$  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;

$\alpha_{ds2}$  součinitel, který závisí na druhu cementu:

= 0,13 pro cement třídy S;

= 0,12 pro cement třídy N;

= 0,11 pro cement třídy R;

ohled

str. 8

**Stupeň: DSP+PDPS**



## 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	[-]
---------------------	---------	-----

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

*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	[-]

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

*je poměrné autogenní  
smršťování*

$\Delta l_{shrinkage} =$	<b>2</b>	[mm]
--------------------------	----------	------

*posun ložiska od  
smršťování*

### 3.6. ZATÍŽENÍ ÚČINKY TEPLOTY

#### 3.6.1. 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:  $T_{min} = -32,1 \text{ °C}$  až  $-34 \text{ °C}$

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

#### 3.6.2. Zatížení účinky rozdílové složky teploty

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

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

$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ °C}$  (léto)

Součinitele  $k_{sur}$ :



Vzhledem k tomu, že nad mostovkou je šterkové lože, platí:

Horní povrch teplejší než dolní (zima=heat) –  $k_{sur} = 0,6$

Dolní povrch teplejší než horní (léto=cool) –  $k_{sur} = 1,0$

Potom je zatížení rozdílovou složkou teploty:

$$\text{Zima (heat)} > 15 \times 0,6 = -9 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Léto (cool)} > 8 \times 1,0 = 8,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

### 3.6.3. 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

$T_{\min} = -34^{\circ}\text{C}$  – 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:

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

$$T_{e, \min} = T_{\min} + 8,0^{\circ}\text{C} = -26,0^{\circ}\text{C}$$

Hodnoty rovnoměrné teplotní složky:

$$\Delta T_{N, \text{con}} = T_0 - T_{e, \min} = -36,0^{\circ}\text{C} \text{ – zkrácení NK}$$

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

### 3.6.4. 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  $\omega_N = 0,35$

## 3.7. ZATÍŽENÍ ÚČINKY VĚTRU

Zatížení větrem se uvažuje podle ČSN EN 1991-1-4. S ohledem na typ mostu se se zatížením od větru na nosnou konstrukci 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))	$\gamma_{G,j, \text{sup}} G_{k,j, \text{sup}}$	$\gamma_{G,j, \text{inf}} G_{k,j, \text{inf}}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j, \text{sup}} G_{k,j, \text{sup}}$	$\gamma_{G,j, \text{inf}} G_{k,j, \text{inf}}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

#### 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)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$A_d$	$\frac{1}{4},1 Q_{k,1}$ nebo $\frac{1}{2},1 Q_{k,1}$	$\frac{1}{2},1 Q_{k,i}$
Seizmická (***) (Výraz 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$A_{Ed} = \gamma A_{EK}$	$\frac{1}{2},1 Q_{k,i}$	

(\*) 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. <sup>NP29)</sup>

(\*\*) 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 SW2 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  $\gamma = 1,0$ . <sup>NP30)</sup>

6.10a	MSU 1	$1,35 G + 1,45 \cdot 0,8 LM71 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$
	MSU 2	$1,35 G + 1,45 \cdot 0,8 SW0 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$
6.10b	MSU 3	$1,15 G + 1,45 LM71 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$
	MSU 4	$1,15 G + 1,45 SW0 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$
	MSU 5	$1,15 G + 1,45 \cdot 0,8 LM71 + 1,5 T$
	MSU 6	$1,15 G + 1,45 \cdot 0,8 SW0 + 1,5 T$
	MSU 7	$1,15 G + 1,45 \cdot 0,8 + LM71 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T + 1,45 BRZ$

#### 4.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Kombinace	Stálá zatížení $G_d$		Předpětí	Proměnná zatížení $Q_d$	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\frac{1}{4},1 Q_{k,i}$
Častá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\frac{1}{4},1 Q_{k,1}$	$\frac{1}{2},1 Q_{k,i}$
Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\frac{1}{2},1 Q_{k,1}$	$\frac{1}{2},1 Q_{k,i}$

CHAR 1	$1,0 G + 1,0 LM71 + 0,6 \cdot T$
CHAR 2	$1,0 G + 1,0 \cdot 0,8 LM71 + 1,0 T$
CHAR 3	$1,0 G + 1,0 SW0 + 0,6 \cdot T$
CHAR 4	$1,0 G + 1,0 \cdot 0,8 SW0 + 1,0 T$

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

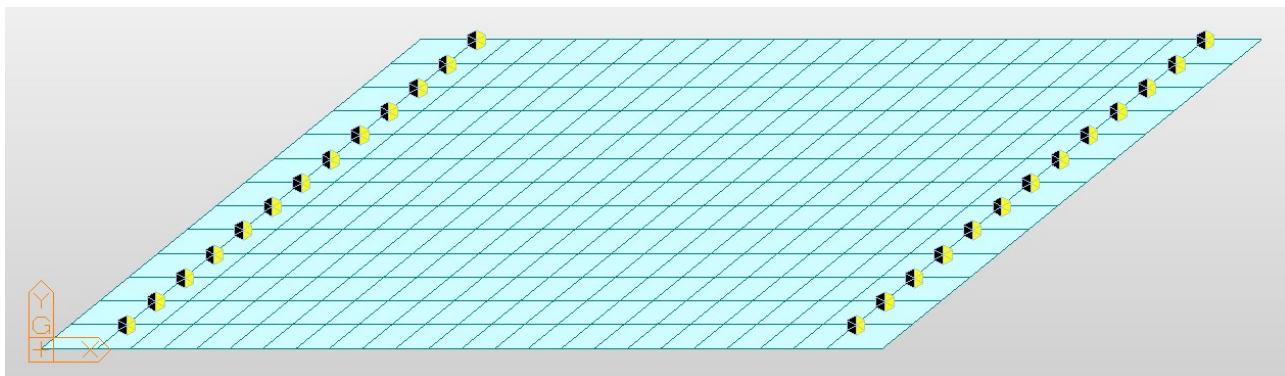
### 5. NÁVRH A POSOUZENÍ KONSTRUKCE

#### 5.1. ŽB DESKA

Desková konstrukce byla spočítána pomocí programu Midas Civil. Konstrukce byla zadána dle skutečných rozměrů jednotlivých částí konstrukce. Model byl vytvořen jako deskostěnový uložený na kloubových podporách (= vrubové klouby). Zatížení dopravou bylo vzhledem k rozměrům konstrukce zadáno jako plošné zatížení. Modelována byla deska pod jednou kolejí vzhledem k podélné dilatační spáře, tzv. šikmá široká deska.

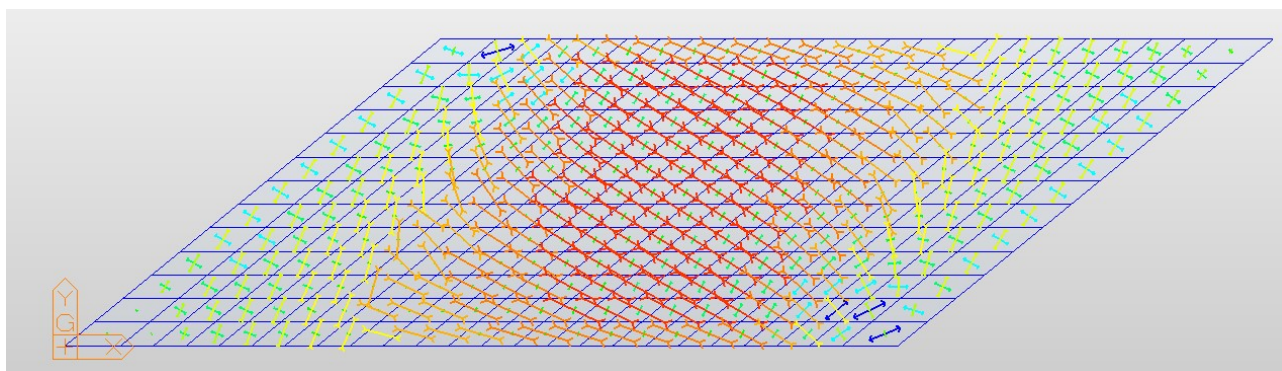
##### 5.1.1. Výpočetní model





## 5.1.2. VNITŘNÍ SÍLY

### 5.1.2.1. Průběh hlavních momentů a způsob vyztužení deskového mostu



#### Konstrukční zásady – vyztužování šikmých desek

##### široké šikmé desky

- $B/L \leq 1/3$ ,  $\varphi > 60^\circ$
- výztuž ukládáme rovnoběžně se stranami desky, okraje musí být opatřeny uzavřenými třmínky s min. 2  $\varnothing$  hlavní výztuže uvnitř
- v tupých rozích se výztuž ukládá u horního povrchu



Deskový most bude vyztužen podle zásad výše, na okrajích v podélném i příčném směru bude vytvořen skrytý nosník s druhou řadou výztuže a třmínky, moment na horním povrchu v tupém rohu bude zachycen právě třmínkem s protažením do desky ukládaným kolmo na osu uložení ve druhé řadě výztuže. V tomto tupém rohu vzniká také největší smyková síla, kterou zmíněný třmínek převede.



### 5.1.2.2. Mezní stav únosnosti

Vnitřní síly

MSÚ		Střed pole	Okraj pole	Podpora tupý
MSU 1	$n_x$ [kN/m]	1396	1570	1626
	$v_z$ [kN/m]	145	1318	1688
	$m_x$ [kNm/m]	764	1187	-540
MSU 2	$n_x$ [kN/m]	1563	1493	1626
	$v_z$ [kN/m]	145	1300	1705
	$m_x$ [kNm/m]	776	1203	-545
MSU 3	$n_x$ [kN/m]	1281	1440	1844
	$v_z$ [kN/m]	100	1330	1678
	$m_x$ [kNm/m]	781	1131	-553
MSU 4	$n_x$ [kN/m]	1279	1424	1481
	$v_z$ [kN/m]	120	1230	1699
	$m_x$ [kNm/m]	792	1200	-560
MSU 5	$n_x$ [kN/m]	1692	1883	1958
	$v_z$ [kN/m]	100	1293	1750
	$m_x$ [kNm/m]	798	1085	-577
MSU 6	$n_x$ [kN/m]	1692	1883	1958
	$v_z$ [kN/m]	100	1314	1760
	$m_x$ [kNm/m]	800	1145	-582
MSU 7	$n_x$ [kN/m]	1279	1394	1517
	$v_z$ [kN/m]	100	1100	1554
	$m_x$ [kNm/m]	708	1025	-504

### 5.1.2.3. Mezní stav použitelnosti

MSP char		Střed pole	Okraj pole	Podpora tupý
CHAR 1	$n_x$ [kN/m]	986	1100	1422
	$v_z$ [kN/m]	80	929	1557
	$m_x$ [kNm/m]	588	909	-415
CHAR 2	$n_x$ [kN/m]	1262	1400	1461
	$v_z$ [kN/m]	60	913	1450
	$m_x$ [kNm/m]	601	872	-430
CHAR 3	$n_x$ [kN/m]	988	1085	1142
	$v_z$ [kN/m]	65	848	1444
	$m_x$ [kNm/m]	599	883	-420
CHAR 4	$n_x$ [kN/m]	1264	1388	1460
	$v_z$ [kN/m]	60	841	1475
	$m_x$ [kNm/m]	608	883	-433



MSP kvz		Střed pole	Okraj pole	Podpora tupý
KVZ 1	$n_x$ [kN/m]	919	1000	1062
	$v_z$ [kN/m]	45	499	875
	$m_x$ [kNm/m]	345	518	-235

### 5.1.3. POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ

Konstrukce byla posouzena na mezní stavy únosnosti a použitelnosti v rozhodujících průřezích, tj. uprostřed rozpětí v poli, na okraji, nad podporou, nad podporou v tupém rohu a také v příčném směru. Průřezy byly posouzeny v dimenzačním programu IDEA Statica. Vzhledem

### Stručné shrnutí výsledků posouzení řezů

Dimenzační dílec	Počet řezů	Název extrémního řezu	Využití [%]	Status posudku
M 1 (Nosník)	5	S 2-podpora tupy	100,0	✓

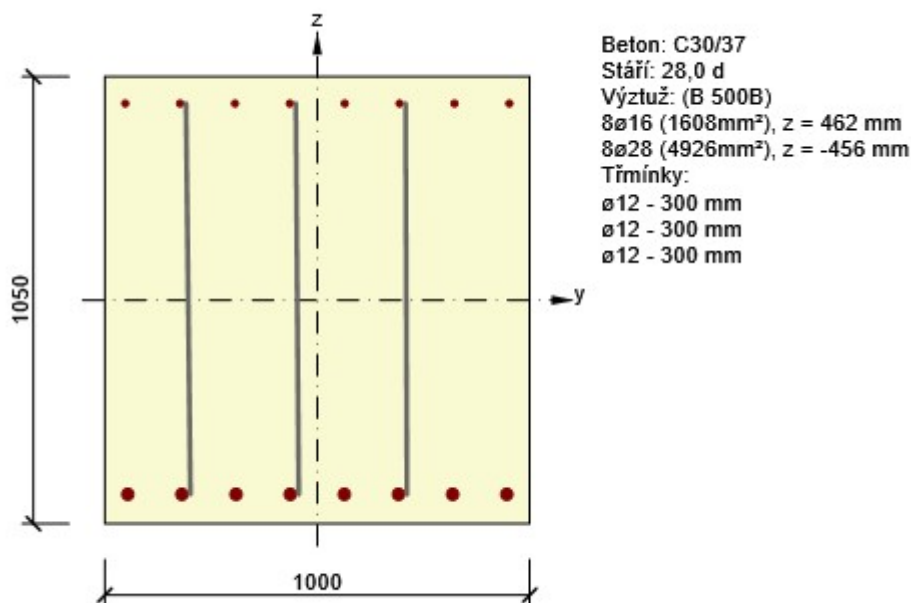
Název řezu	Dimenzační dílec	Vyztužený průřez	Využití [%]	Status posudku
S 1-pole	M 1 (Nosník)	R 1-pole	85,6	✓
S 2-podpora tupy	M 1 (Nosník)	R 2-podpora-tupy	100,0	✓
S 3-přicny	M 1 (Nosník)	R 3 - přicny	95,8	✓
S 4-pole kraj	M 1 (Nosník)	R 4-pole kraj	100,0	✓
S 5-podpora	M 1 (Nosník)	R 5-podpora	98,9	✓

### Posouzení řezů

#### Řez S 1-pole

#### Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 1-pole



#### Souhrn

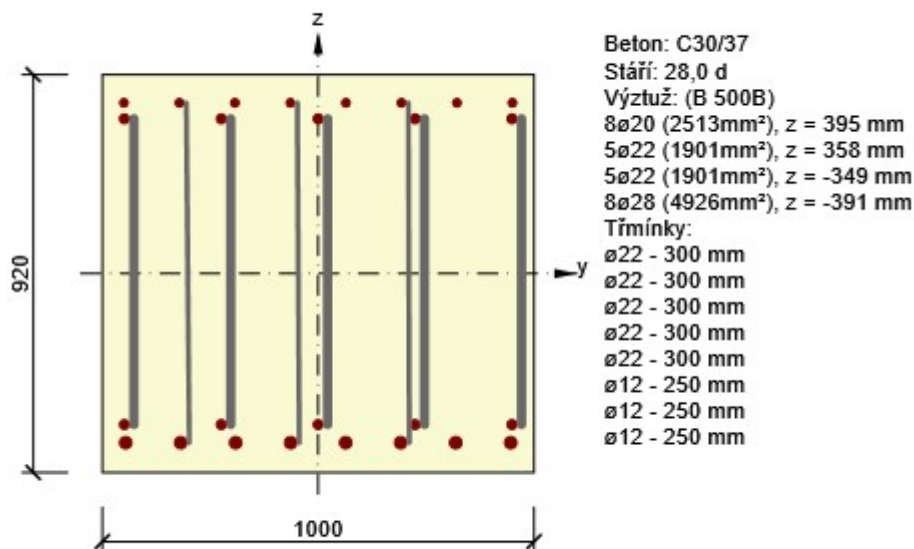
Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	1692,0	800,0	0,0	150,0	0,0	85,6	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	1692,0	800,0	0,0			79,3	OK
Smyk	1692,0			150,0	0,0	34,5	OK
Interakce	1692,0	800,0	0,0	150,0	0,0	85,6	OK
Omezení napětí	1264,0	608,0	0,0			65,8	OK
Šířka trhliny	918,0	345,0	0,0			64,5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

### Řez S 2-podpora tupy

#### Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 2-podpora-tupy



#### Souhrn

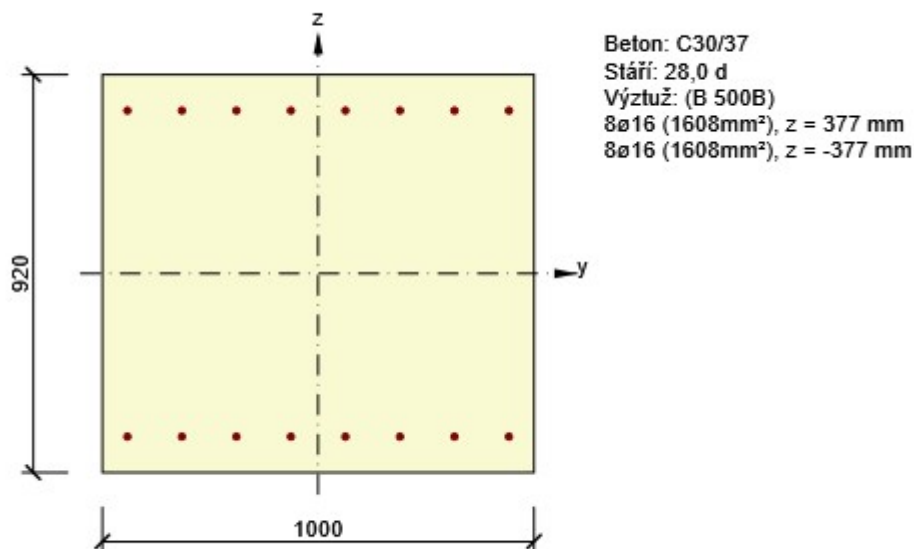
Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	1958,0	-582,0	0,0	1760,0	0,0	100,0	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	1958,0	-582,0	0,0			86,6	OK
Smyk	1958,0			1760,0	0,0	98,9	OK
Interakce	1958,0	-582,0	0,0	1760,0	0,0	100,0	OK
Omezení napětí	1461,0	-430,0	0,0			74,8	OK
Šířka trhliny	1062,0	-235,0	0,0			63,4	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

### Řez S 3-pricny

#### Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 3 - pricny


**Souhrn**

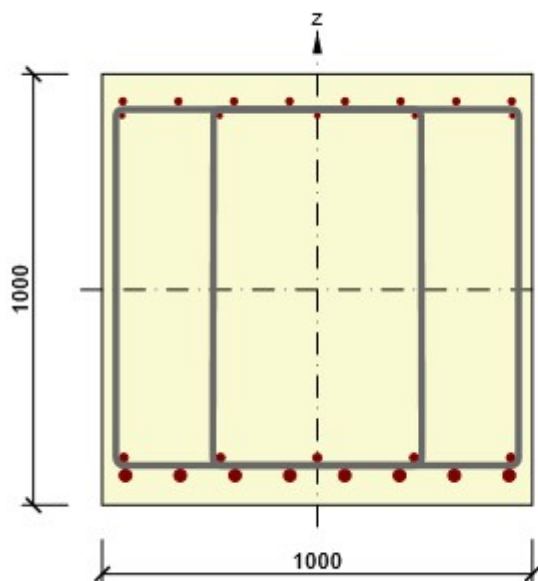
Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	80,0	530,0	0,0			95,8	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	80,0	530,0	0,0			95,8	OK
Smyk	80,0			0,0	0,0	0,0	OK
Interakce	80,0	530,0	0,0	0,0	0,0	0,0	OK
Omezení napětí	60,0	413,0	0,0			15,2	OK
Šířka trhliny	45,0	224,0	0,0			0,0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

**Řez S 4-pole kraj**
**Kritický extrém S 1 - E 1**

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 4-pole kraj





Beton: C30/37  
 Stáří: 28,0 d  
 Výztuž: (B 500B)  
 8 $\phi$ 16 (1608mm<sup>2</sup>), z = 437 mm  
 5 $\phi$ 12 (565mm<sup>2</sup>), z = 404 mm  
 5 $\phi$ 20 (1571mm<sup>2</sup>), z = -390 mm  
 8 $\phi$ 28 (4926mm<sup>2</sup>), z = -431 mm  
 Třmínky:  
 $\phi$ 16 - 200 mm  
 $\phi$ 16 - 200 mm

#### Souhrn

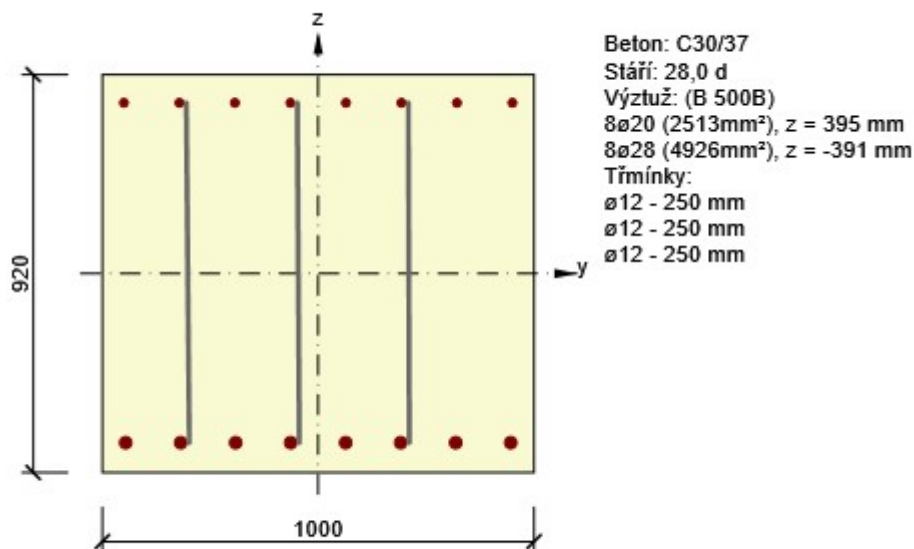
Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	1493,0	1203,0	0,0	1300,0	0,0	100,0	OK
Typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	1493,0	1203,0	0,0			75,2	OK
Smyk	1493,0			1300,0	0,0	93,6	OK
Interakce	1493,0	1203,0	0,0	1300,0	0,0	100,0	OK
Omezení napětí	1100,0	909,0	0,0			63,2	OK
Šířka trhliny	1000,0	518,0	0,0			52,6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

### Řez S 5-podpora

#### Kritický extrém S 1 - E 1

Dimenzační dílec	M 1
Vyztužený průřez	R 5-podpora



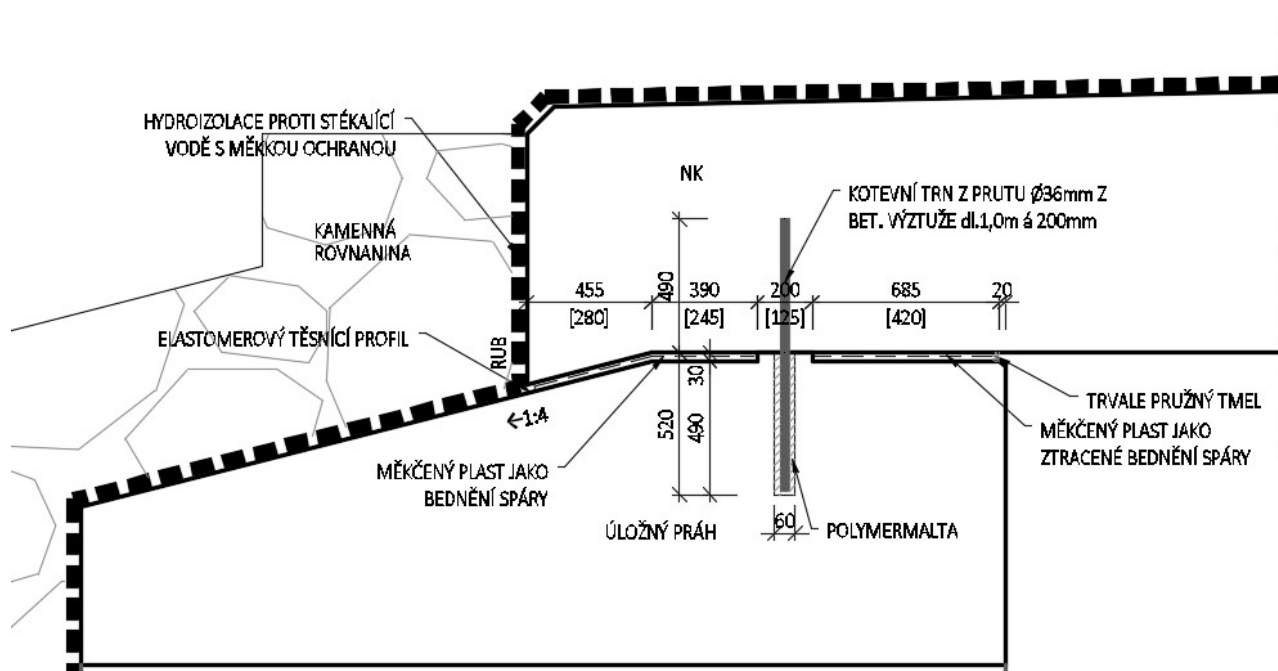
#### Souhrn

Rozhodující typ posudku	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$T_{Ed}$ [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	1958,0			400,0	0,0	98,9	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	1958,0	300,0	0,0			63,4	OK
Smyk	1958,0			400,0	0,0	98,9	OK
Interakce	1958,0	300,0	0,0	400,0	0,0	91,0	OK
Omezení napětí	1461,0	268,0	0,0			54,6	OK
Šířka trhliny	1062,0	145,0	0,0			70,7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

## 5.2. VRUBOVÝ KLOUB

Vrubový kloub byl navržen z betonářské výztuže průměru 36 mm, pruty dl. 1,0 m á 200mm, délka uložení NK na vrubovém kloubu je 16,0 m.



Celková vodorovná síla z MSÚ  
Návrhová síla na bm

$$\text{Fed} = 17\,050 \text{ kN}$$

$$\text{fed} = \text{Fed} / L = 17050 / 16,0 = 1066 \text{ kN/m.}$$

únosnost jednoho trnu  
návrh trny á 200 mm

$$\text{Frd} = A \times f_{yd} / \sqrt{3} = \pi \cdot 0,036^2 / 4 \cdot 434800 / \sqrt{3} = 256 \text{ kN}$$

$$\text{Frd, celk} = 5 \times 256 = 1280 \text{ kN} \geq \text{fed} = 1066 \text{ kN}$$

### 5.3. ŽB ÚLOŽNÝ PRÁH

Vnitřní síly působící na železobetonový masivní úložný práh skrze úložný ozub z NK byly získány z programu MIDAS Civil a průřez posouzen v EXCELU.

Celková svislá síla z MSÚ  
Návrhová síla na bm

$$\text{Fed} = 12\,500 \text{ kN}$$

$$\text{fed} = \text{Fed} / L = 12500 / 16,0 = 781 \text{ kN/m.}$$

#### Materiálové charakteristiky:

Charakteristická valcová pevnost  
betonu

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad \text{pro C30/37}$$

Parciální součinitel  
betonu

$$g_c = 1,50 -$$

Koeficient vlivu dlouhodobých účinků na pevnost v tlaku

$$a_{cc} = 0,85 -$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / g_c = 17,0 \text{ MPa}$$

Charakteristická meza kluzu  
výztuže

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad \text{pro B500B}$$

Parciální součinitel  
výztuže

$$g_s = 1,15 -$$

Návrhová meza kluzu  
výztuže

$$f_{yd} = 434,8 \text{ MPa}$$

#### Výpočet odolnosti proti soustředěné síle

Rozměry úložného bloku vrubového  
kloubu

$$a_0 = 0,125 \text{ m}$$

$$b_0 = 1,000 \text{ m}$$

Rozměry návrhové roznášecí  
plochy

$$a_1 = 0,250 \text{ m}$$

$$b_1 = 1,000 \text{ m}$$

Zatížená plocha	$A_{co} = a_0 * b_0 = 0,1250 \text{ m}^2$	
Návrhová roznášecí plocha	$A_{c1} = a_1 * b_1 = 0,2500 \text{ m}^2$	
Odolnost vůči soustředěné síle	$F_{Rdu} =$	
Limitní odolnost vůči soustředěné síle	$A_{co} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{co})^{1/2} = 3,005 \text{ MN}$	
	$F_{Rdu,lim} = 3.0 * f_{cd} * A_{co} = 6,375 \text{ MN}$	
	$F_{Rdu} \leq F_{Rdu,lim}$	vyhovuje

#### Posouzení na soustředěnou sílu

Maximální síla na vrubový kloub

$$F_{1max} \leq F_{Rdu} [\text{MN}]$$

$$0,781 \leq 3,005 \quad \text{vyhovuje}$$

#### Vzpěro-tahadlový model

Návrhová pevnost betonových vzpěr  
Napětí pod ložiskem

$$n = 1 - f_{ck}/250 = 0,880$$

$$s_{Rd,max} = n * f_{cd} = 14,960 \text{ MPa}$$

$$s = F_{1max}/A_{co} = 6,248 \text{ MPa}$$

#### Posouzení napětí pod vrubovým kloubem

$$s \leq s_{Rd,max} [\text{MPa}]$$

$$6,248 \leq 14,960 \quad \text{vyhovuje}$$

### 5.4. NAPĚTÍ POD ÚLOŽNÝM PRAHEM

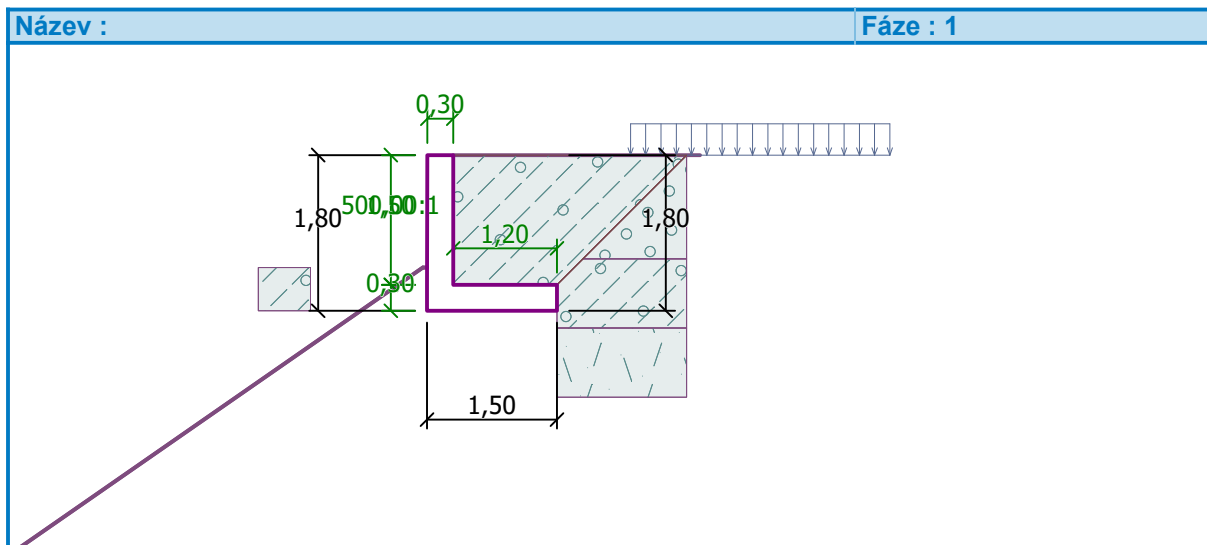
Napětí ve spáře mezi novým úložným prahem a stávající betonovou opěrou bylo posouzeno na maximální účinky zatížení z nosné konstrukce. Posouzeno bylo zatížení z 1bm úložného prahu.

Vlastní tíha úložného prahu	$1,35 * A_c * b * 25 \text{ kN/m}^3 = 1,35 * 1,791 \text{ m}^2 * 1,0 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3 = 60,45 \text{ kN}$	
Maximální návrhová síla z NK		<u>781 kN</u>
Celkem svislé zatížení		841,45 kN

Plocha roznosu	$d * b = 2,1 \text{ m} * 1,0 \text{ m} = 2,1 \text{ m}^2$
Napětí v úložné spáře	$\sigma = 841,45 \text{ kN} / 2,1 \text{ m}^2 = 400,7 \text{ kPa}$

minimální pevnost betonu opěry	$R_d = 25,7 \text{ MPa (ze STP)}$
	$\sigma = 400,7 \text{ kPa} \leq R_d = 25,7 \text{ MPa}$

### 5.5. ŽB ZÍDKA



## Výpočet úhlové zdi

## Vstupní data

## Projekt

Datum : 05.11.2021

## Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

## Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

## Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)				
Trvalá návrhová situace				
		Nepříznivé	Příznivé	
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00	[-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00	[-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]		

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1,40	[-]
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10	[-]
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1,40	[-]

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]





## Kombinační součinitele pro proměnná zatížení

## Trvalá návrhová situace

Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]

## Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$ 

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

## Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

 $f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$ 

Pevnost v tahu

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

## Ocel podélná : B500

Mez kluzu

 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$ 

## Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	1,50
3	1,20	1,50
4	1,20	1,80
5	-0,30	1,80
6	-0,30	1,50
7	-0,30	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 0,90 m<sup>2</sup>.

## Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída G2, ulehlá		38,50	0,00	20,00	10,00	20,00
2	Třída F1, konzistence tuhá		29,00	8,00	19,00	9,00	20,00
3	R6-R5		33,00	3,00	21,00	11,00	17,00

## Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\Phi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	Třída G2, ulehlá		nesoudržná	38,50	-	-	-
2	Třída F1, konzistence tuhá		soudržná	-	0,35	-	-
3	R6-R5		soudržná	-	0,30	-	-

## Parametry zemin

## Třída G2, ulehlá

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$



Napjatost : efektivní  
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 38,50^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$   
Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 20,00^\circ$   
Zemina : nesoudržná  
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**Třída F1, konzistence tuhá**

Objemová tíha :  $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$   
Napjatost : efektivní  
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 8,00 \text{ kPa}$   
Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 20,00^\circ$   
Zemina : soudržná  
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,35$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$




**R6-R5**

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
Napjatost : efektivní  
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 3,00 \text{ kPa}$   
Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 17,00^\circ$   
Zemina : soudržná  
Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

**Zásyp za konstrukcí**

Zemina na líci konstrukce - Třída F1, konzistence tuhá

**Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,20	Třída G2, ulehlá	
2	0,80	Třída F1, konzistence tuhá	
3	-	R6-R5	

**Založení**

Typ založení : zemina - geologický profil

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

**Zadaná plošná přitížení**

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	63,02		2,05	3,00	na terénu



Číslo	Název
1	UIC

#### Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: klidový

Zemina na líci konstrukce - Třída F1, konzistence tuhá

Výška zeminy před zdí  $h = 0,50 \text{ m}$

#### Tvar terénu na líci konstrukce

Číslo	Souřadnice x[m]	Hloubka z[m]
1	0,00	0,00
2	0,00	-0,50
3	-0,05	-0,50
4	-8,05	5,06
5	-9,05	5,06

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.  
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

#### Posouzení čís. 1

##### Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{\text{hor}}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{\text{vert}}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-0,60	20,77	0,45	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-0,90	-0,17	0,00	0,00	1,000	1,000	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,90	21,61	0,73	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	3,53	-0,55	5,34	1,32	1,000	1,350	1,350
UIC	8,89	-0,34	8,61	1,38	0,000	0,000	1,500

#### Posouzení celé zdi

##### Posouzení na překlpení

Moment vzdorující  $M_{\text{res}} = 22,93 \text{ kNm/m}$

Moment klopící  $M_{\text{ovr}} = 1,79 \text{ kNm/m}$

**Zed' na překlpení VYHOVUJE**

##### Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující  $H_{\text{res}} = 34,41 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující  $H_{\text{act}} = 3,86 \text{ kN/m}$

**Zed' na posunutí VYHOVUJE**

**Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 55,21 kPa

#### Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry



Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	3,94	77,35	16,89	0,034	55,21
2	5,56	47,73	3,86	0,077	37,58

**Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	3,19	56,34	11,52
2	5,56	47,73	2,63

**Posouzení únosnosti základové půdy****Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly  $e = 0,077$ Maximální dovolená excentricita  $e_{alw} = 0,333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy  $R = 250,00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy  $\gamma_{Rv} = 1,40$ Max. napětí v základové spáře  $\sigma = 55,21 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy  $R_d = 178,57 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zeď	0,00	-0,15	8,28	0,90	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-0,90	21,61	0,73	1,350
Aktivní tlak	3,53	-0,55	5,34	1,32	1,350
UIC	8,89	-0,34	8,61	1,38	1,500
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-59,22	0,87	1,000

**Posouzení zadního výstupku zdi**

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 16,0 mm

Počet vložek = 7

Krytí výztuže = 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,30 m

Stupeň vyztužení  $\rho = 0,58 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$ Poloha neutrálné osy  $x = 0,04 \text{ m} < 0,15 \text{ m} = x_{max}$ Posouvající síla na mezi únosnosti  $V_{Rd} = 143,79 \text{ kN} > 1,26 \text{ kN} = V_{Ed}$ Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 138,73 \text{ kNm} > 6,72 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.**

## Výpočet stability svahu

### Vstupní data

Projekt

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

### Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]		1,00 [-]	
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]		0,00 [-]	
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]			

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10	[-]

### Přetížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon $\alpha$ [°]	Velikost	
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 2,05	l = 3,00		0,00	q, q <sub>1</sub> , f, F	q <sub>2</sub> jednotka
								63,02	kN/m <sup>2</sup>

### Názvy přetížení

Číslo	Název
1	UIC

### Voda

Typ vody : Voda není

### Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

### Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Výsledky (Fáze budování 1)

### Výpočet 1

### Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-10,18 [m]	Úhly :	$\alpha_1$ =	6,30 [°]
	z =	9,89 [m]		$\alpha_2$ =	54,03 [°]
Poloměr :	R =	16,84 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

### Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil :  $F_a = 364,12$  kN/m

Sumace pasivních sil :  $F_p = 401,84$  kN/m



Moment sesouvající :  $M_a = 6131,81 \text{ kNm/m}$ 

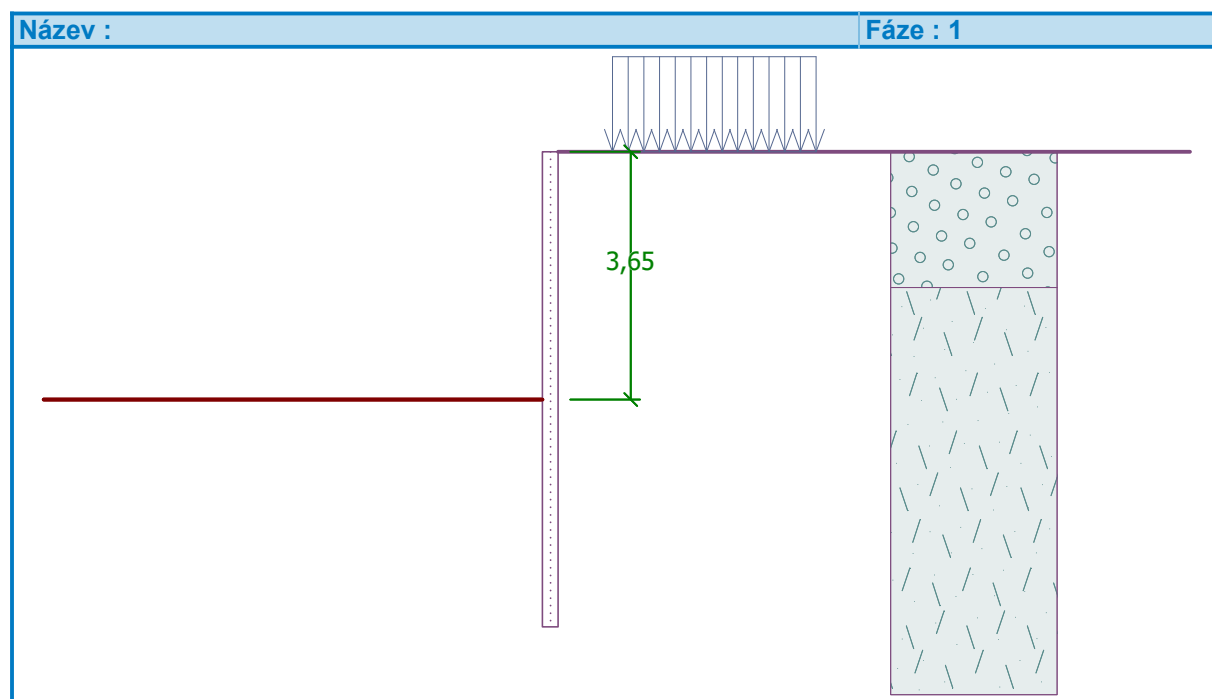
Moment vzdorující :  $M_p = 6151,85 \text{ kNm/m}$ 

Využití : 99,7 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE**

## 5.6. PAŽENÍ BĚHEM VÝSTAVBY

Vzhledem k etapizaci výstavby je navržena nekotvená záporová stěna mezi kolejemi na předpolích mostu. Tvoří ji záporny HEB osazené do předvrtaných otvorů (skalní podloží) se zabetonovanou patou. Po dokončení výstavby budou tyto záporny s ohledem na nový tvar žel. spodku a přechodové oblasti v určité výšce upáleny a zbývající část ponechána.



## Posouzení pažicí konstrukce

### Vstupní data

#### Projekt

Datum : 16.09.2021

#### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

#### Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)

Dílní součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1,00$ 

#### Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Metoda výpočtu : závislé tlaky

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Modul reakce podloží : standardní

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997



Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

**Geometrie konstrukce**

Délka konstrukce = 7,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 240 B; a = 1,00 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,86

Plocha průřezu	A =	1,06E-02 m <sup>2</sup> /m
Moment setrvačnosti	I =	1,13E-04 m <sup>4</sup> /m
Modul pružnosti	E =	210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G =	81000,00 MPa
Průřezový modul	W =	9,383E-04 m <sup>3</sup> /m
Plastický průřezový modul	W <sub>pl</sub> =	1,053E-03 m <sup>3</sup> /m

**Materiál konstrukce****Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360**

Mez kluzu	$f_y =$	235,00 MPa
Modul pružnosti	E =	210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G =	81000,00 MPa

**Modul reakce podloží**

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

**Základní parametry zemín**

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída G2, středně ulehlá		35,50	0,00	20,00	10,00	18,00
2	R6-R5		33,00	3,00	21,00	11,00	17,00

**Parametry zemín pro výpočet tlaku v klidu**

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	Třída G2, středně ulehlá		nesoudržná	35,50	-	-	-
2	R6-R5		soudržná	-	0,30	-	-



## Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)

Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	Třída G2, středně ulehlá		0,20	-	145,00
2	R6-R5		0,30	-	100,00

## Parametry zemin



## Třída G2, středně ulehlá

Objemová tíha :	$\gamma$ = 20,00 kN/m <sup>3</sup>
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$ = 35,50 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$ = 0,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta$ = 18,00 °
Zemina :	nesoudržná
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$ = 145,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$ = 0,20
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$ = 20,00 kN/m <sup>3</sup>

## R6-R5

Objemová tíha :	$\gamma$ = 21,00 kN/m <sup>3</sup>
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{ef}$ = 33,00 °
Soudržnost zeminy :	$c_{ef}$ = 3,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	$\delta$ = 17,00 °
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu$ = 0,30
Modul přetvárnosti :	$E_{def}$ = 100,00 MPa
Poissonovo číslo :	$\nu$ = 0,30
Obj.tíha sat.zeminy :	$\gamma_{sat}$ = 21,00 kN/m <sup>3</sup>

## Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	Třída G2, středně ulehlá	
2	-	R6-R5	

## Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,65 m.

## Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

## Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.



## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	32,00		0,80	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	vlak D4

## Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$ 

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Výsledky výpočtu

Maximální posouvající síla = 63,82 kN/m

Maximální moment = 107,86 kNm/m

Maximální deformace = 56,6 mm

## Výpočet stability svahu

## Vstupní data

## Projekt

## Přítížení

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon $\alpha$ [°]	Velikost		jednotka
								q, q <sub>1</sub> , f, F	q <sub>2</sub>	
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 0,80	l = 3,00		0,00	32,00		kN/m <sup>2</sup>

## Názvy přitížení

Číslo	Název
1	vlak D4

## Voda

Typ vody : Voda není

## Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

## Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Výsledky (Fáze budování 1)

## Výpočet 1

## Kruhová smyková plocha

Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-3,18 [m]	Úhly :	$\alpha_1$ =	-61,45 [°]
	z =	0,04 [m]		$\alpha_2$ =	89,70 [°]
Poloměr :	R =	7,72 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

**Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil :  $F_a = 412,83 \text{ kN/m}$ Sumace pasivních sil :  $F_p = 1142,95 \text{ kN/m}$ Moment sesouvající :  $M_a = 3187,03 \text{ kNm/m}$ Moment vzdorující :  $M_p = 8021,45 \text{ kNm/m}$ 

Využití : 39,7 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE****Dimenzace č. 1****Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1**

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

**Dimenzační síly na 1 I-profil** $M_{\max} = 107,86 \text{ kNm}; \quad Q = 0,18 \text{ kN}$  $Q_{\max} = 63,82 \text{ kN}; \quad M = 58,85 \text{ kNm}$ **Posouzení max. momentu  $M_{\max} + Q$ :****Posouzení ohybu:** $M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,489 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení smyku:** $Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 98,67 \text{ MPa}$ Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,07 \text{ MPa}$ Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,176 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení max. posouvající síly  $Q_{\max} + M$ :****Posouzení ohybu:** $M/M_{c,Rd} = 0,267 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení smyku:** $Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,220 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 53,84 \text{ MPa}$ Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 25,78 \text{ MPa}$ Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,089 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Průřez VYHOVUJE****5.7. ZATÍŽITELNOST PONECHÁVANÉ STÁVAJÍCÍ ČÁSTI NK**

Během výstavby bude v I. etapě stávající NK v podélném směru rozříznuta a jedna část ponechána pro převedení dopravy.

**PŘEPOČET ZATÍŽITELNOSTI****ZÁKLADNÍ ÚDAJE**

Číslo SO:	SO 01-20-02
Název SIO:	Železniční most v ev. km 105,469
Charakteristika:	Železobetonová deska, prostě uložená, rozpěrák

**VSTUPNÍ HODNOTY PRO VÝPOČET**

Rozpětí desky	L	13,5	m
Výška desky	h	1,01	m
Šířka desky	b	9,48	m
Roznášecí šířka	b <sub>ef</sub>	3,2	m
Výztuž	Ø	50	mm
Krytí výztuže	c	30	mm
Počet prutů na 1 bm desky	n	10	ks

BETON		f <sub>ck</sub> [MPa]	f <sub>cd</sub> [MPa]	E [GPa]
Základy opěr a křídel	Bd	8	5,3	24
Opěry a křídla	Bc	6	4,0	22,5
Úložné prahy	Bd	8	5,3	24
Nosná deska	Bg	22,4	14,9	30,5
γ <sub>cd</sub>	1,5			
α <sub>cc</sub>	1,00			

VÝZTUŽ		f <sub>yk</sub> [MPa]	f <sub>yd</sub> [MPa]	E [GPa]
Roxor	R 50	380	345,5	200
γ <sub>yd</sub>	1,1			

### VÝPOČET ZATÍŽENÍ

#### STÁLÉ ZATÍŽENÍ

	plocha [m <sup>2</sup> ]	objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	char.	γ	návrh.	
deska + římsy	10,7	24,0	256,8	1,30	333,8	[kN/m]
výztuž			12,8	1,30	16,7	[kN/m]
izolace	0,01	12,0	0,1	1,30	0,2	[kN/m]
zábradlí			1,0	1,30	1,3	[kN/m]
celkem		g =	270,8		352,0	[kN/m]
celkem na 1 bm		g =	28,6		37,1	[kN/m]

#### DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ

	plocha [m <sup>2</sup> ]	objem. hm. [kN/m <sup>3</sup> ]	char.	γ	návrh.	
kolejové lože	4,5	20,0	90,0	1,40	126,0	[kN/m]
pražce			3,0	1,25	3,8	[kN/m]
kolejnice s upevňovacími			1,8	1,25	2,3	[kN/m]
celkem		g =	94,8		132,0	[kN/m]
celkem na 1 bm		g =	10,0		13,9	[kN/m]



**KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ**

dynamický součinitel	$\delta$	1,35	<	2
součinitel zatížení	$\gamma_f$	1,30		

**OHYBOVÉ MOMENTY UPROSTŘED POLE****OD STÁLÉHO ZATÍŽENÍ**

$M_g$	845,9 kNm
-------	-----------

**OD DLOUHODOBÉHO ZATÍŽENÍ**

$M_q$	317,2 kNm
-------	-----------

**OD NAHODILÉHO ZATÍŽENÍ**

$M_{pkc,char}$	3110,0 kNm
$M_{pc,nav}$	5465,0 kNm
$M_p$	1707,8 kNm

**MOMENTOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU****PRŮŘEZ**

$h_{avg}$	0,88 m
$b$	1,0 m

**HORNÍ VÝZTUŽ**

$\emptyset$	10
$\acute{a}$	200 mm
$A_1$	0,00005 m <sup>2</sup>

**DOLNÍ VÝZTUŽ**

$\emptyset$	50
$\acute{a}$	100 mm
$A_1$	0,00118 m <sup>2</sup>

**MOMENT ÚNOSNOSTI**

Fs = Fc

Fs	4069,8 kN
x	0,34 m
z	0,69 m
$M_{Rd}$	2803,0 kNm

**ZATÍŽITELNOST**

$z_M$	<b>0,96</b>
-------	-------------

**PŘECHODNOST - D4****Součinitel dynymické redukce**

$f_1$	13,52	5,9
$\gamma$	1,0	
$v$	33,3	m/s
$\beta$	0,091	
$\delta_1$	0,100	
$\delta_2$	0,497	
$\delta_{f,1}$	1,597	
$\psi$	1,181	

**Účinnost provozního zatížení**

$M_{d4}$	1995,0 kNm
$M_{uic}$	3110,0 kNm
$\lambda_{uic}$	0,641

**POSOUZENÍ PŘECHODNOSTI**

$\lambda_{uic}$	0,641
$Z_{uic}$	0,960

$Z_{uic}$	>	$\psi \cdot \lambda_{uic}$	
0,96	>	0,76	→ VYHOVUJE

**Zatížitelnost - MSU - Smyk****POSOUVAJÍCÍ SÍLY U PODPORY****OD STÁLÉHO ZATÍŽENÍ**

$Q_{gd}$	250,6 kN
----------	----------

**OD DLOUHODOBÉHO ZATÍŽENÍ**

$Q_{qd}$	94,0 kN
----------	---------

**OD NAHODILÉHO ZATÍŽENÍ**

$Q_{pk, char}$	1007,0 kN
----------------	-----------



$Q_{pc,nav}$	1769,5 kN	na rozn. šířku
$Q_{pk}$	553,0 kNm	na běžný metr

**SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU**

$Q_{rd}$	1787,4 kNm
----------	------------

**ZATÍŽITELNOST**

$z_M$	<b>2,61</b>
-------	-------------

Stávající konstrukce těsně nevyhoví na zatížitelnost 1,0 UIC, nicméně splňuje podmínku přechodnosti pro D4/120 a D2/160.

**6. VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI**

$$Z_{LM71} = \left( R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed} \quad (4.4)$$

kde  $R_d$  je návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu,  
 $E_{LM71,Ed}$  je návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,

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

NK uprostřed pole:

$$Z_{LM71} = (1009 - 1,3 \cdot 274 - 1,5 \cdot 0,6 \cdot 150) / 1,37 \cdot 1,45 \cdot 202 = 1,29$$

NK na kraji pole:

$$Z_{LM71} = (1600 - 1,3 \cdot 480 - 1,5 \cdot 0,6 \cdot 160) / 1,37 \cdot 1,45 \cdot 314 = 1,33$$

NK nad podporou (moment):

$$Z_{LM71} = (672 - 1,3 \cdot 175 - 1,5 \cdot 0,6 \cdot 130) / 1,37 \cdot 1,45 \cdot 132 = 1,25$$

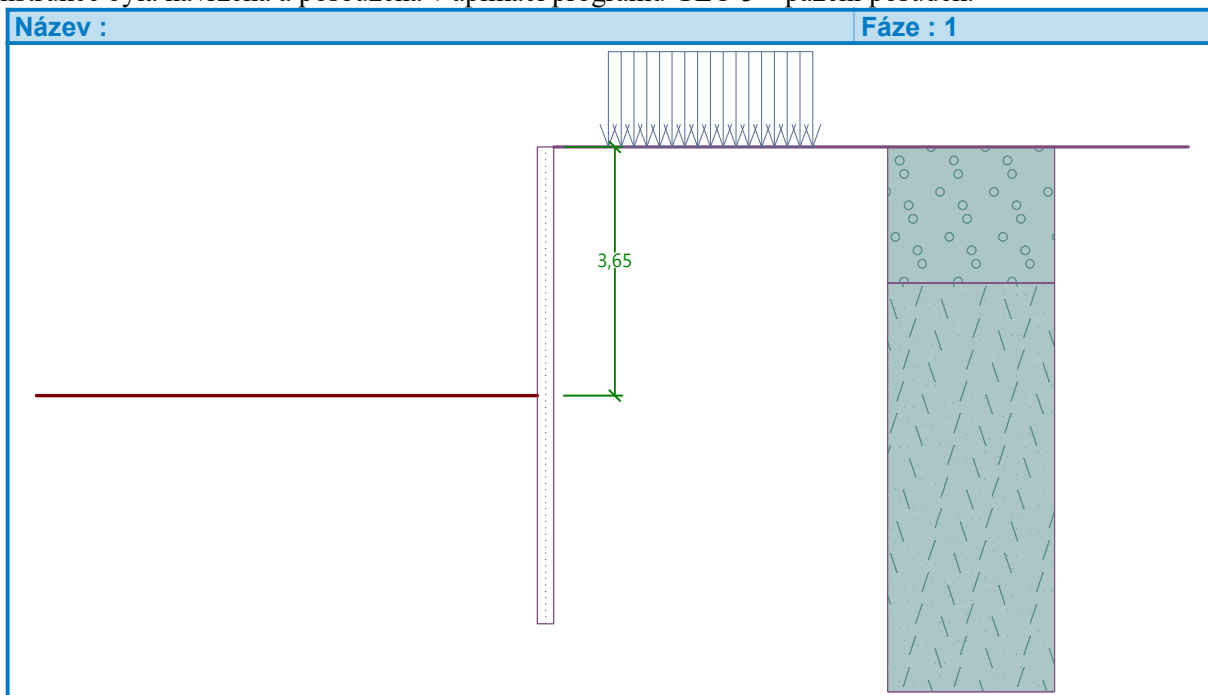
NK nad podporou (smyk):

$$Z_{LM71} = (1780 - 1,3 \cdot 260 - 1,5 \cdot 0,6 \cdot 350) / 1,37 \cdot 1,45 \cdot 465 = \mathbf{1,22}$$

**7. PAŽENÍ BĚHEM VÝSTAVBY**



V rámci přestavby a vzhledem k etapizaci výstavby bude nutné použití pažicí záporové stěny. Pažicí konstrukce byla navržena a posouzena v aplikaci programu GEO 5 – pažení posudek.



## Posouzení pažicí konstrukce

### Vstupní data

#### Projekt

Datum : 16.09.2021

#### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

#### Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1,00$
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	$\gamma_M = 1,30$
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	$k_{mod} = 0,50$
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	$k_{cr} = 0,67$

#### Výpočet tlaků

Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Výpočet aktivního tlaku :	Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku :	Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Metoda výpočtu :	závislé tlaky
Výpočet zemětřesení :	Mononobe-Okabe
Modul reakce podloží :	standardní
Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení	
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé



Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

### Kotvy

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce			
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_s =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zeminy :	$\gamma_e =$	1,35 [-]	
Součinitel redukce na vytržení ze zálivky :	$\gamma_c =$	1,35 [-]	

### Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 7,00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 240 B; a = 1,00 m

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 0,86

Plocha průřezu	A =	1,06E-02 m <sup>2</sup> /m
Moment setrvačnosti	I =	1,13E-04 m <sup>4</sup> /m
Modul pružnosti	E =	210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G =	81000,00 MPa
Průřezový modul	W =	9,383E-04 m <sup>3</sup> /m
Plastický průřezový modul	$W_{pl} =$	1,053E-03 m <sup>3</sup> /m

### Materiál konstrukce


**Ocel konstrukční: EN 10025 : Fe 360**

Mez kluzu	$f_y =$	235,00 MPa
Modul pružnosti	E =	210000,00 MPa
Modul pružnosti ve smyku	G =	81000,00 MPa

### Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

### Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída G2, středně ulehlá		35,50	0,00	20,00	10,00	18,00
2	R6-R5		33,00	3,00	21,00	11,00	17,00

### Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	Třída G2, středně ulehlá		nesoudržná	35,50	-	-	-



Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
2	R6-R5		soudržná	-	0,30	-	-

**Parametry zemín pro výpočet modulu reakce podloží (Schmitt)**

Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]
1	Třída G2, středně ulehlá		0,20	-	145,00
2	R6-R5		0,30	-	100,00

**Parametry zemín****Třída G2, středně ulehlá**

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 35,50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 18,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 145,00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,20$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**R6-R5**

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 3,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 17,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 100,00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

**Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,00	0,00 .. 2,00	Třída G2, středně ulehlá	
2	-	2,00 .. ∞	R6-R5	

**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 3,65 m.

**Tvar terénu**

Terén za konstrukcí je rovný.

**Vliv vody**

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.





## Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	32,00		0,80	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	vlak D4

## Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Výsledky výpočtu

Maximální posouvající síla = 96,60 kN/m

Maximální moment = 107,87 kNm/m

Maximální deformace = 48,0 mm

## Výpočet stability svahu

## Vstupní data

## Projekt

## Přítížení

Číslo	Typ	Působení	Umístě ní z [m]	Počáte k x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
								q, q <sub>1</sub> , f, F, x	q <sub>2</sub> , z	jednotk a
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 0,80	l = 3,00		0,00	32,00		kN/m <sup>2</sup>

## Názvy přitížení

Číslo	Název
1	vlak D4

## Voda

Typ vody : Voda není

## Tahová trhlina

Tahová trhlina není zadána.

## Zemětřesení

Se zemětřesením se nepočítá.

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Výsledky (Fáze budování 1)

## Výpočet 1

## Kruhová smyková plocha



Parametry smykové plochy					
Střed :	x =	-2,16 [m]	Úhly :	$\alpha_1 =$	-60,04 [°]
	z =	0,02 [m]		$\alpha_2 =$	89,84 [°]
Poloměr :	R =	7,35 [m]			
Smyková plocha po optimalizaci.					

**Posouzení stability svahu (Bishop)**Sumace aktivních sil :  $F_a = 388,62$  kN/mSumace pasivních sil :  $F_p = 1036,31$  kN/mMoment sesouvajících :  $M_a = 2856,37$  kNm/mMoment vzdorujících :  $M_p = 6924,42$  kNm/m

Využití : 41,3 %

**Stabilita svahu VYHOVUJE****Dimenzace čís. 1****Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1**

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

**Dimenzační síly na 1 I-profil** $M_{\max} = 107,87$  kNm;  $Q = 0,17$  kN $Q_{\max} = 96,60$  kN;  $M = 59,10$  kNm**Posouzení max. momentu  $M_{\max} + Q$ :****Posouzení ohybu:** $M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,489 \leq 1$  **Vyhovuje****Posouzení smyku:** $Q/V_{c,Rd} = 0,001 \leq 1$  **Vyhovuje****Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 98,67$  MPaSmykové napětí  $\tau_{Ed} = 0,07$  MPaPosudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,176 \leq 1$  **Vyhovuje****Posouzení max. posouvajících síly  $Q_{\max} + M$ :****Posouzení ohybu:** $M/M_{c,Rd} = 0,268 \leq 1$  **Vyhovuje****Posouzení smyku:** $Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,333 \leq 1$  **Vyhovuje****Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 54,06$  MPaSmykové napětí  $\tau_{Ed} = 39,03$  MPaPosudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,136 \leq 1$  **Vyhovuje****Průřez VYHOVUJE****8. ZÁVĚR**

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

Úkolem tohoto statického výpočtu bylo navrhnout a posoudit rozhodující prvky a průřezy deskové 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.



SAGASTA

Novodvorská 1010/14  
142 00 Praha 4

+420 261 344 100  
info@sagasta.cz

Praha, červen 2022

vypracoval: Ing. Martin Knytl