









Souřadnicový systém: S-JTSK

Výškový systém: Bpv

Přehled verzí přílohy				
Číslo	Datum	Popis změny	Jméno	Podpis
P1	24.6.2017	Dokumentace k připomínkám	Ing. Verner	
01	27.11.2017	Odevzdání čistopisu přípravné dokumentace	Ing. Verner	

<b>Správa železniční dopravní cesty, státní organizace</b> Dlážděná 1003/7, Praha 1 - Nové Město 110 00			
<b>SŽDC s.o., Stavební správa západ</b> Sokolovská 278/1955, Praha 9 190 00			

<b>PROJEKT servis spol. s r.o.</b> U Elektry 830/2b, Praha 9 - Hloubětín 198 21 IČ: 49823141 tel.: 281 090 860 www.projekt-servis.cz   firma@projekt-servis.cz			
--	--	---	--

Vypracoval:  Ing. Martin Verner	Kontroloval:  Ing. Barbora Mužíková	Odpovědný projektant:  Ing. Martin Verner	Hlavní inženýr projektu:  Ing. Martin Koudelka
--	--	---	---

KRAJ: ÚSTECKÝ	OKRES: CHOMUTOV	OÚ: CHOMUTOV
---------------	-----------------	--------------

<b>REKONSTRUKCE TRATI V ÚSEKU KYJICE - CHOMUTOV</b>	
---	--

<b>E. STAVEBNÍ ČÁST</b> <b>E.1 Inženýrské objekty</b> <b>E.1.4 Mosty, propustky, zdi</b> <b>SO 14 07 Podchod v km 60.035 (Otvice)</b>	Číslo zakázky: <b>ZAK-2016-20</b>	
	Stupeň:	PD
	Datum:	11/2017
	Měřítko:	-
	Formát:	-

<b>STATICKÝ VÝPOČET</b>	Verze:	Část:	Č. přílohy:
	<b>01</b>	<b>E.1.4.7</b>	<b>07</b>

## Obsah

kapitola	stránka
<b>1. Vstupní údaje</b>	<b>1</b>
1.1 Identifikační údaje mostu	1
1.2 Základní údaje o mostě	1
<b>2. Komentář ke statickému výpočtu</b>	<b>2</b>
2.1 Metodika výpočtu	2
2.2 Metodika výpočtu	2
2.3 Použité výpočetní programy	3
2.4 Související normy, předpisy a použitá literatura	3
<b>3. Materiálové charakteristiky</b>	<b>4</b>
3.1 Železobeton	4
<b>4. Uspořádání (geometrie) konstrukce</b>	<b>5</b>
4.1 Geometrie mostu	5
<b>5. Model pro stanovení účinků zatížení</b>	<b>5</b>
<b>6. Zatížení konstrukce</b>	<b>7</b>
6.1 Zatížení stálé	7
6.2 Zatížení kolejovou dopravou	7
6.3 Zatížení zemním tlakem (proměnné)	8
6.4 Proměnné zatížení za opěrami - zvětšení zemního tlaku	9
6.5 Dopravou ve vodorovném směru	9
6.6 Klimatická zatížení	9
6.7 Rekapitulace zatížení	9
<b>7. Vnitřní síly a návrhové hodnoty zatížení</b>	<b>10</b>
7.1 Mezní stav únosnosti	10
7.2 Mezní stav použitelnosti	11
7.3 Vnitřní síly - hodnoty z výpočetního programu Scia Engineering	12
7.3.1 2D model	12
7.3.2 Zatěžovací stav ZS1 - vlastní tíha	12
7.3.3 Zatěžovací stav ZS2 - vlastní stavědlo – Dolní Rybník	13
7.3.4 Zatěžovací stav ZS3 - Zemní tlak	13
7.3.5 Zatěžovací stav ZS4 - LM71	14
7.3.6 Zatěžovací stav ZS5 - Přetížení zemním tlakem	15
<b>8. Mezní stav únosnosti</b>	<b>16</b>
8.1 Návrh a ověření konstrukce na ohyb	16
8.2 Zatížitelnost v ohybu - Horní deska	16
8.3 Návrh a ověření konstrukce na smyk	17
8.4 Zatížitelnost ve smyku - maximální posouvající síla	20
<b>9. Mezní stav použitelnosti</b>	<b>21</b>
9.1 Parametry pro dotvarování	21
9.2 Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin	21
9.3 Výpočet ideálního charakteristického průřezu s trhlinou	22
9.4 MSP - Průhyb	22
9.5 Mezní stav omezení napětí	23
9.6 Mezní stav omezení tahových napětí	23
9.7 Mezní stav omezení šířky trhliny	23
<b>10. Kontaktní napětí v základové spáře</b>	<b>25</b>
10.1 Posouzení základové spáry	25
10.2 Zatížitelnost základové spáry	25
<b>10. Tabulka zatížitelnosti</b>	<b>26</b>

**SO 14-04 Podchod v km 60.035 (Otvice)**  
**trati č. 130 - Ústí nad Labem - Kláštec nad Ohří**

**Statický výpočet železobetonové shybky**

**1. Vstupní údaje**

**1.1 Identifikační údaje mostu**

1.1.1	Stavba:	Rekonstrukce trati v úseku Kyjice - Chomutov
1.1.2	Objekt:	SO 14-07 Podchod v km 60.035 (Otvice)
1.1.3	Obec:	město Jirkov
1.1.4	Kraj:	Ústecký
1.1.5	Katastrální území:	Jirkov [660761]
1.1.6	Druh stavby:	Výpočet nové konstrukce podchodu
1.1.7	Vlastník:	Česká republika
1.1.8	Správce mostu:	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Oblastní ředitelství Ústí nad Labem, Správa mostů a tunelů
1.1.9	Investor:	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Železničářská 1386/31 400 03 Ústí nad Labem
1.1.10	Zpracovatel projektové dokumentace	
1.1.11	Zpracovatel projek. dok. SO 14-07	PROJEKT servis s.r.o. U Elektry 830/2b, 198 21, Praha 9 - Hloubětín
1.1.12	Projektant:	Ing. Bc. Martin Verner
1.1.13	Odpovědný projektant:	Ing. Bc. Martin Verner
1.1.14	Traťový úsek:	0602 žst. Most - žst. Chomutov - záp. zhlaví
1.1.15	Definiční úsek:	06 Kyjice – ústřední stavědlo – Dolní Rybník
1.1.16	Staničení - evidenční:	km 60.035
1.1.17	Staničení - přesné:	km 60.038 197
1.1.18	Stupeň projektové dok.:	Záměr projektu a Přípravná dokumentace stavby

**1.2 Základní údaje o mostě**

1.2.1 Charakteristika mostu:

Uspořádání:	podchod pod tratí
Statické uspořádání:	rámová konstrukce
Nosná konstrukce:	železobetonový rám s přesypávkou
Spodní stavba:	-

1.2.2	Přemostňovaná překážka:	Komunikace pro pěší
1.2.3	Úhel křížení:	83°
1.2.4	Traťová rychlost:	120km/h
1.2.5	Světlost mostu:	3.500m
1.2.6	Rozpětí mostu:	3.800m
1.2.7	Délka mostu:	4.740m
1.2.8	Šířka mostu:	23.355m
1.2.9	min volná výška mostu:	2.750m

## 2. Komentář ke statickému výpočtu

### 2.1 Rozsah a účel výpočtu

Tento statický výpočet je nedílnou součástí projektové dokumentace SO 14-07. Statický výpočet je nutno považovat za závazný pro provádění mostního objektu.

Statický výpočet byl zpracován bez znalosti konkrétního zhotovitele SO 14-07. Případné změny, které by vyplynuly z realizační dokumentace zhotovitele, musí být odsouhlaseny odpovědným projektantem objektu a schváleny objednavatelem.

### 2.2 Metodika výpočtu

Statický výpočet konstrukce byl proveden podle Metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů a podle ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů.

Jedná se o výpočet nového přesypaného podchodu rámové konstrukce.

Při návrhu je uvažována vlastní tíha nosné konstrukce a železničního spodku, proměnné zatížení dopravou modelem LM71 a zatížení zemním tlakem.

Přesyp mostní konstrukce je přes dva metry pod štěrkovým ložem. Dynamická analýza není uvažována. Vliv dynamických sil je uvažován pouze formou dynamického součinitele.

Pro výpočet MSÚ a MSP byl použit 2D model (v příčném směru uvažován 1bm).

## 2.3 Použité výpočetní proç 06 Kyjice – ústřední stavědlo – Dolní Rybník

Statický výpočet je vytvořen za pomoci systému MS Excel 2010, Scia Engineer 16.0.

## 2.4 Související normy, předpisy a použitá literatura

1.1.1	Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů	2015
1.1.2	MVL 511 Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými nosníky	2005
1.1.3	MVL 649 Železobetonové trubní propustky	2012
1.1.4	SŽDC S3 Železniční svršek	2014
1.1.5	SŽDC S3/2 Bezstyková kolej	2013
1.1.6	ČSN EN Projektování mostních objektů	2008
1.1.7	ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí	2004
1.1.8	ČSN EN 1991-1 Zatížení konstrukcí - Zatížení konstrukcí	2004
1.1.9	ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Zatížení mostů dopravou	2005
1.1.10	ČSN EN 1992-1 Navrhování betonových konstrukcí - obecná pravidla	2006
1.1.11	ČSN EN 1992-1 Navrhování betonových konstrukcí - betonové mosty	2007
1.1.12	ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí - obecná pravidla	2006
1.1.13	ČSN EN 206 Beton - Specifikace, výroba shoda	2014

### 3. Materiálové charakteristiky

#### 3.1 Železobeton

- pevnostní třída betonu

**C 45/55**

- charakteristická válcová pevnost  $f_{ck,cyl} = 45.0 \text{ MPa}$
- charakteristická krychelná pevnost  $f_{ck,cub} = 55.0 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnost v tlaku  $f_{cm} = 53.0 \text{ MPa}$
- střední hodnota pevnosti v tahu  $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$

- modul pružnosti  $E_{cm} = 36 \text{ MPa}$

- součinitel bezpečnosti pro beton  $\gamma_c = 1.5$  -

- součinitel zohledňující dlouhodobé účinky a způsob zatížení

$$\alpha_{cc} = 0.85 \quad -$$

- návrhová pevnost betonu

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \alpha_{cc} \frac{f_{ck,cyl}}{\gamma_c} = 0.9 \frac{45.00}{1.50} = \\ &= \mathbf{25.50 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

- betonářská ocel **B505**

- charakteristická mez kluzu  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

- součinitel bezpečnosti pro ocel  $\gamma_s = 1.15$  -

- návrhová mez kluzu

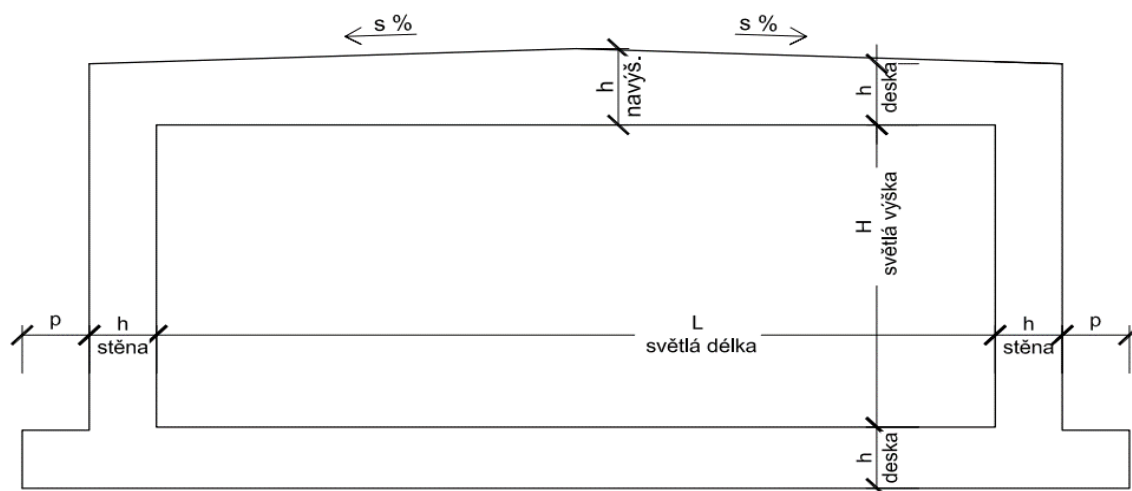
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = \mathbf{434.8 \text{ MPa}}$$

- krytí výztuže

$$c = 50.00 \text{ mm}$$

## 4. Uspořádání (geometrie) konstrukce

### 4.1 Geometrie mostu



- světlá výška rámu  $H = 2.75$  m
- světlá délka rámu  $L = 3.5$  m

- zvolené rozměry rámu

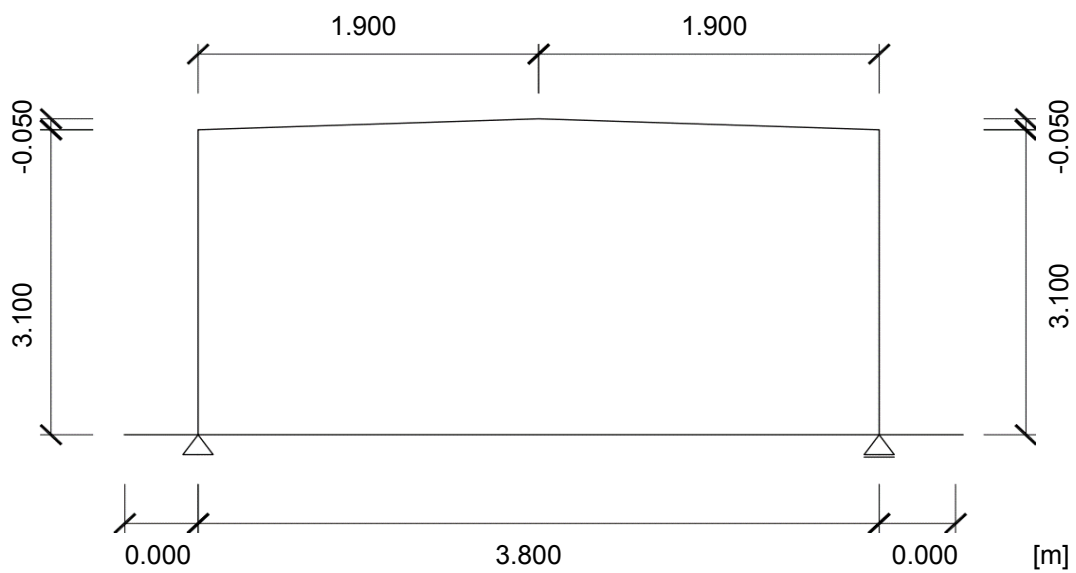
- horní deska  $h_{\text{deska},h1} = 0.400$  m
- horní deska s navýšením  $h_{\text{deska},h2} = 0.300$  m
- sklon horní desky  $s = 2$  %
- spodní deska  $h_{\text{deska},s} = 0.300$  m
- stěny rámu  $h_{\text{stěna}} = 0.300$  m
- přesahy rámu - střední stav  $p = 0.000$  m

Pozn. Minimální tloušťka konstrukčního prvku je, s ohledem na umístění výztuže, 300 mm, a protože z hlediska chování konstrukce je vhodné zachovat v rámových rozích tuhosti jednotlivých prvků stejné, je vhodné sjednotit tloušťky prvků rámové konstrukce.

## 5. Model pro stanovení účinků zatížení

- rozměry numerického modelu

Pozn. Výpočetní (numerický) model konstrukce vystihuje skutečné chování konstrukce. Pro výpočet účinků zatížení je uvažován prutový model rámového výseku zahrnující 1m šířky nosné konstrukce.



## 6. Zatížení konstrukce

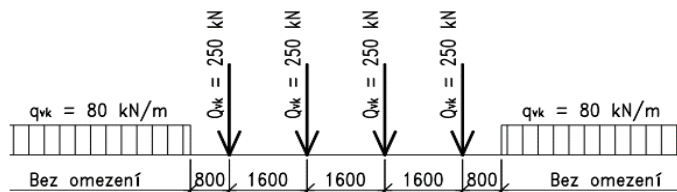
### 6.1 Zatížení stálé

- zatížení vlastní tíhou konstrukce
- zatížení ostatní stálé

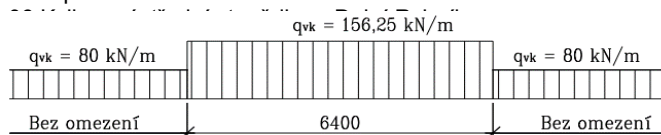
- štěrkové lože	$V_{\text{lože}} = 20 \text{ kN/m}^3$	
	$h_{\text{lože}} = 0.535 \text{ m}$	
	$g_{\text{lože}} = V_{\text{lože}} \cdot h_{\text{lože}} + 30\% =$	
	$= 20 \cdot 0.54 + 30\% = 13.9 \text{ kN/m}^2$	
- ochrana izolace	$V_{\text{izol}} = 23 \text{ kN/m}^3$	
	$h_{\text{izol}} = 0.05 \text{ m}$	
	$g_{\text{izol}} = V_{\text{izol}} \cdot h_{\text{izol}} = 23.00 \cdot 0.05 = 1.15 \text{ kN/m}^2$	
- kolejový rošt (odhad)	$g_{\text{rošt}} = 5 \text{ kN/m}^2$	
celkem	$g_{\text{ost}} = g_{\text{lože}} + g_{\text{izol}} + g_{\text{rošt}} =$	
	$= 14 + 1.15 + 5 = 20.1 \text{ kN/m}^2$	

### 6.2 Zatížení kolejovou dopravou

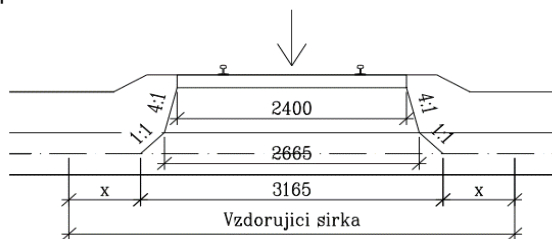
- model zatížení 71 - svislé účinky zatížení (charakteristické hodnoty)



- roznos zatížení v podélném směru



- roznos zatížení v příčném směru



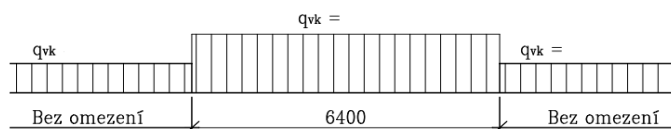
- pro malé rozpětí mostu je použita pro zatížení bodovými silami a nerozpočítávají se na vzdorující šířky

- vzdorující šířka pro moment

- roznesená šířka zatížení	$b_1 = 3.165 \text{ m}$	
- rozpětí desky	$l = 3.8 \text{ m}$	
	$b_Q = b_1 + 0.33 \text{ l} = 4.432 \text{ m}$	

- zatížení vztahované na vzdorující šířku prutového modelu

$$q_{vk,2} = 18.05 \text{ kN/m} \quad q_{vk,1} = 35.26 \text{ kN/m} \quad q_{vk,2} = 18.05 \text{ kN/m}$$



- zatížení dopravou - účinka zatížení vlaku

- kategorie trati

1

- dynamický součinitel

- kategorie trati vzhledem ke sledování APK

- 1/3 z délky vodorovných a svislých prvků

ostatní tratě bez pravidelné k.

$$L_m = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3} = \frac{3.1 + 3.8 + 3.1}{3} = 3.33 \text{ m}$$

- náhradní délka

$$L_\phi = 1.3 L_m = 1 * 3.33 = 4.333 \text{ m}$$

- dynamický součinitel

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.20} + 0.73 = \frac{2.2}{\sqrt{4.3} - 0.20} + 0.73 = 1.88 < \max \varphi_3 = 2$$

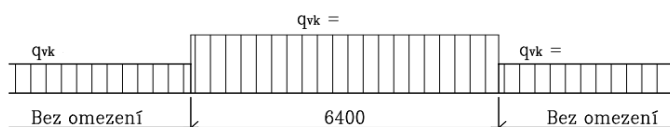
$$\varphi_3 = 1.88$$

- klasifikační součinitel zatížení

$$\alpha = 1.21$$

- návrhové hodnoty zatížení

$$q_{vd,1} = q_{vk,1} * \varphi_3 * \alpha = 41.02 \text{ kN/m} \quad q_{vd,1} = 80.12 \text{ kN/m} \quad q_{vd,2} = 41.02 \text{ kN/m}$$



### 6.3 Zatížení zemním tlakem (proměnné)

- vlastnosti zeminy

- hloubka konstrukce pod povrchem

$$z = 2.375 \text{ m}$$

- objemová hmotnost zeminy

$$\gamma_z = 20 \text{ kN/m}^3$$

- soudržnost zeminy

$$c_{ef} = 0 \text{ kPa}$$

- úhel vnitřního tření

$$\varphi_{ef} = 30^\circ$$

- materiálový součinitel pro zeminu

$$\gamma_{M\varphi} = 1.1$$

- návrhová hodnota úhlu vn. tření

$$\varphi_d = \frac{\varphi_{ef}}{\gamma_{M\varphi}} = \frac{30}{1.1} = 27.3^\circ$$

- součinitel zemního tlaku v klidu

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi_d}{1 + \sin \varphi_d} = \frac{1 - 0.46}{1 + 0.46} = 0.542$$

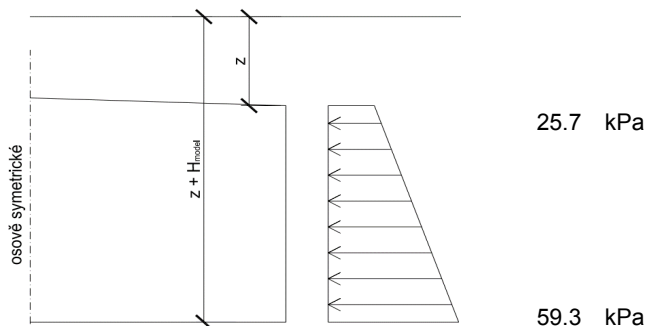
- napětí v zemině

- napětí u horního lícu

$$f_{zT,1} = K_0 * \gamma_z * z = 0.542 * 20 * 2.38 = 25.7 \text{ kPa}$$

- napětí u spodního lícu

$$f_{zT,2} = 0.542 * 20 * 5.48 = 59.3 \text{ kPa}$$



## 6.4 Proměnné zatížení za opěrami - zvětšení zemního tlaku

- vodorovné zatížení stojek rámu

$$\Delta f_{x,dop} = K_0 * q_{vk,1} * \alpha = 0.542 * 35.26 * 1.21 = 23.1 \text{ kPa}$$

## 6.5 Dopravou ve vodorovném směru

- Zatížení brzdnými a rozjezdovými silami
  - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce není umístěna na ložiskách, není umožněn pohyb konstrukce
- Zatížení bočním rázem
  - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce není umístěna na ložiskách, není umožněn pohyb konstrukce

## 6.6 Klimatická zatížení

- Zatížení větrem
  - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna pod zemí
- Zatížení sněhem
  - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna pod zemí
- Zatížení rovnoměrnou teplotou
  - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna v konstantním prostředí
- Zatížení nerovnoměrnou teplotou
  - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce není vystavena vlivům nerovnoměrné teploty
- Rozdíly v rovnoměrné složce teploty mezi různými konstrukčními prvky
  - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna v konstantním prostředí
- Kombinace rovnoměrné a nerovnoměrné teploty
  - zatížení není na konstrukci uvažováno, kce je umístěna v konstantním prostředí

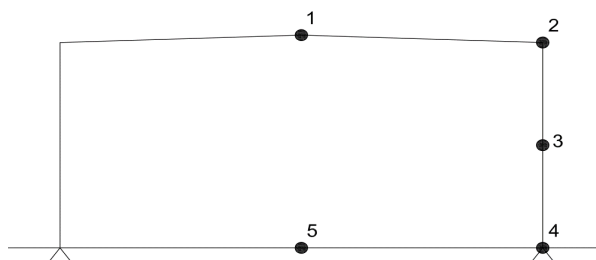
## 6.7 Rekapitulace zatížení

- veškerá plošná zatížení jsou v 2D modelu uvažována na šířku 1 metr

Místo působení zatížení Stav	Svislé zatížení [kN / kN/m]		Vodorovné zatížení [kN / kN/m]	
	horní příčel	spodní příčel	stojka u horní příčle	stojka u horní příčle
ZS1 - Vlastní tíha NK	generováno	generováno	generováno	generováno
ZS1* - Náhradní	-	27.24 kN/m	-	-
ZS2 - Ostatní stálé	45.79 kN/m	-	-	-
ZS2* - Náhradní	-	42.74 kN/m	-	-
ZS3 - Zemní tlak	-	-	25.73 kN/m	59.32 kN/m
ZS4 - LM71	80.12 kN/m	-	-	-
ZS4* - Náhradní	-	80.25 kN/m	-	-
ZS5 - Zvětšení zem. tlaku	-	-	23.11 kN/m	23.11 kN/m

## 7. Vnitřní síly a návrhové hodnoty zatížení

- zatěžovací stavy
  - ZS1 - vlastní tíha nosné konstrukce
  - ZS2 - ostatní stálé zatížení
  - ZS3 - zemní tlak
  - ZS4 - zatížení kolejovou dopravou
  - ZS5 - zvětšení zemního tlaku od dopravy
- kombinace zatěžovacích stavů
  - ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS4 + ZS5
- vnitřní síly jsou stanoveny v rozhodujících průřezích konstrukce



- tabulka vnitřních sil stanovených programem Scia Engineer (s dynamickým součinitelem a součinitele  $\alpha$ )

	Horní příčle			Stojka	Dolní příčle	
	1	2		3	4	5
	M	M	V	M	M	M
Stav	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
ZS1 - Vlastní tíha NK	12.29	-2.53	15.14	6.40	15.04	-20.85
ZS2 - Ostatní stálé	54.06	-23.13	81.21	24.70	29.26	-47.88
ZS3 - Zemní tlak	-16.07	-14.89	0.00	-31.91	14.25	14.25
ZS4 - LM71	101.52	-56.10	152.49	60.00	64.70	-89.62
ZS5 - Zvětšení zem. tlaku	-9.88	-9.08	0.00	-18.75	8.06	8.06

### 7.1 Mezní stav únosnosti

$$6.10a \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10b \quad \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- součinitele zatížení
  - součinitel stálého zatížení
    - $\gamma_G = 1.35$  - nepříznivé
    - $\gamma_G = 1.00$  - příznivé
  - součinitel nahodilého zatížení
    - $\gamma_Q = 1.45$  - nepříznivé
    - $\gamma_Q = 0.00$  - příznivé
  - součinitel komb. nahodilého zatížení
    - $\psi_0 = 1.00$  - pro LM 71
  - redukční součinitel stálého zatížení
    - $\xi = 0.85$  -
  - dynamický součinitel
    - $\varphi_3 = 1.00$  - již započítány v návrhových silách zatížení
  - součinitel  $\alpha$ 
    - $\alpha = 1.00$  -

MSÚ kombinace	Horní příčle			Stojka	Dolní příčle	
	1	2		3	4	5
	M	M	V	M	M	M
Stav	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
6.10a	199.15	-150.74	351.18	55.53	185.97	-190.39
6.10b	185.71	-145.55	331.67	49.23	177.00	-176.47

## 7.2 Mezní stav použitelnosti

charakteristická kombinace  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

kvazi-stálá kombinace  $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

• součinitele zatížení

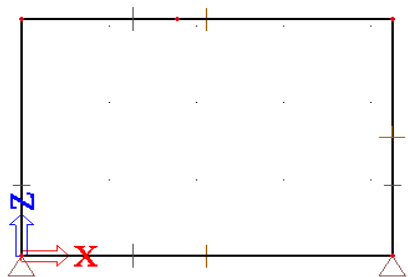
- součinitel komb. nahodilého zatížení  $\psi_0 = 0.6$  - pro častou kombinaci
- součinitel komb. nahodilého zatížení  $\psi_2 = 0.5$  - pro kvazi-stálou kombinaci

MSP kombinace	Horní příčle			Stojka	Dolní příčle	
	1	2	3		4	5
Stav	M [kNm]	M [kNm]	V [kN]	M [kNm]	M [kNm]	M [kNm]
Charakteristická kombinace	152.30	-96.14	248.84	60.70	122.39	-144.96
Kvazi-stálá kombinace	104.14	-65.70	172.60	35.77	87.81	-102.39

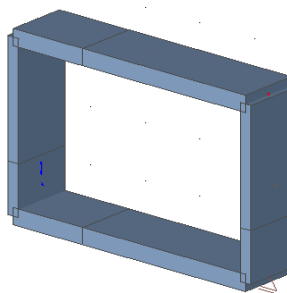
## 7.3 Vnitřní síly - hodnoty z výpočetního programu Scia Engineering

### 7.3.1 2D model

- geometrie a statické schéma modelu



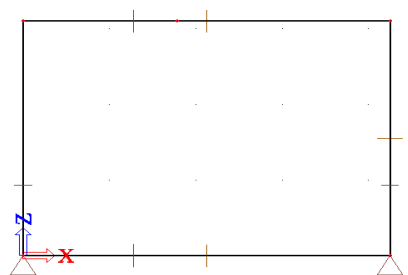
statické schéma



vizualizace modelu

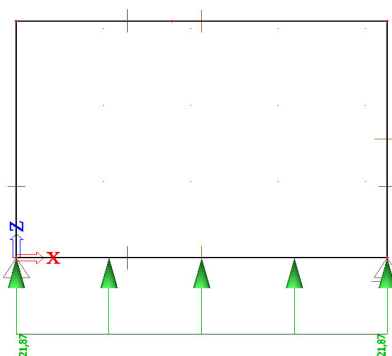
### 7.3.2 Zatěžovací stav ZS1 - vlastní tíha

- zatížení [kN, kN/m]



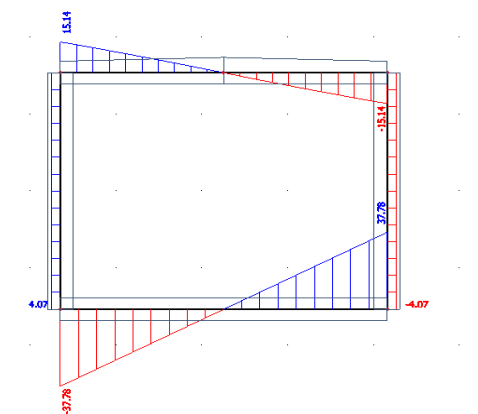
o – Dolní Ryl

generováno programem Scia Engineer

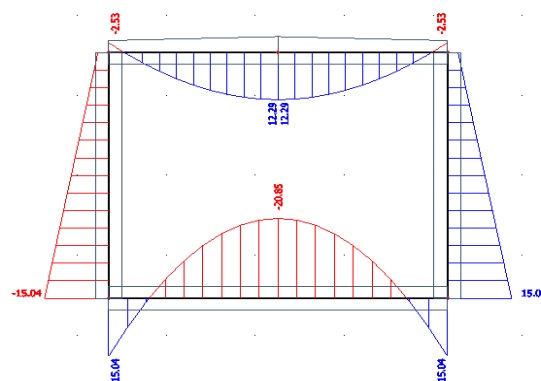


- výsledky

Posouvající síla  $V_z$  [kN]

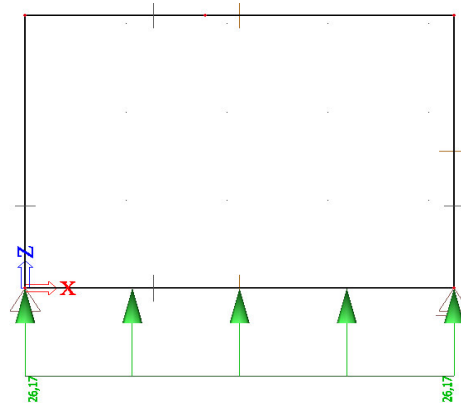
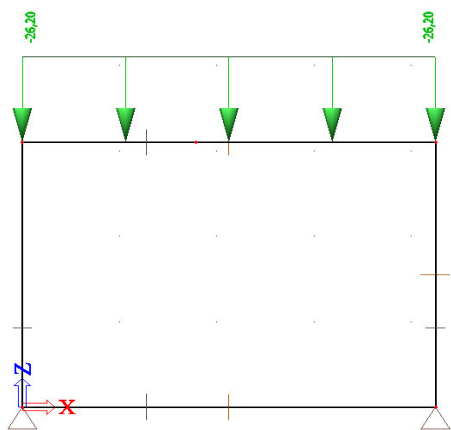


Moment  $M_y$  [kNm]



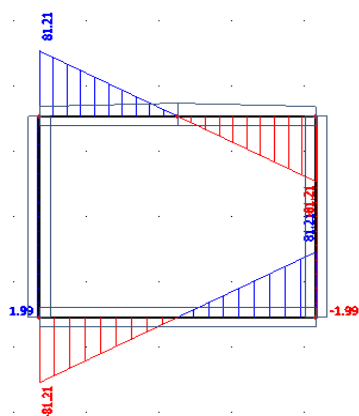
### 7.3.3 Zatěžovací stav ZS2 - ostatní stálé zatížení

- zatížení [kN, kN/m]

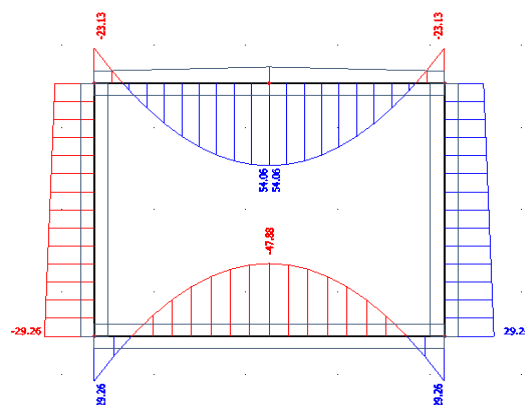


- výsledky

Posouvající síla  $V_z$  [kN]

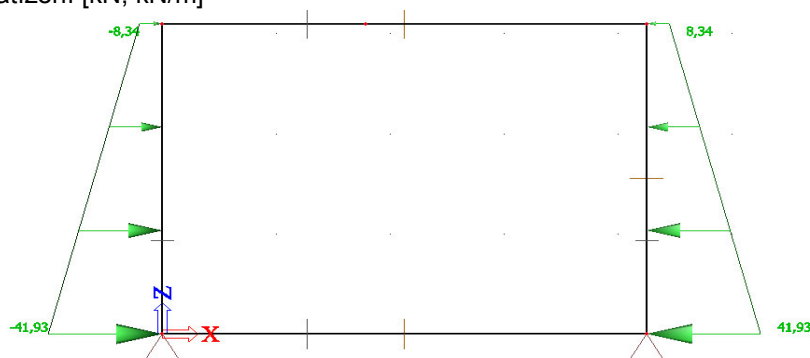


Moment  $M_y$  [kNm]



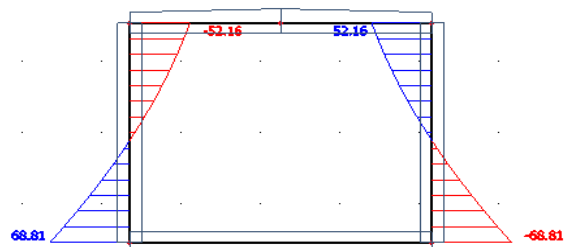
### 7.3.4 Zatěžovací stav ZS3 - Zemní tlak

- zatížení [kN, kN/m]

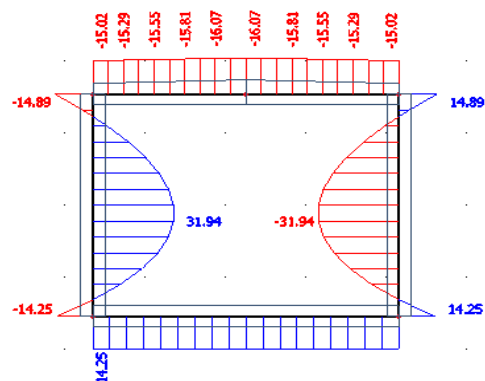


- výsledky

Posouvající síla  $V_z$  [kN]

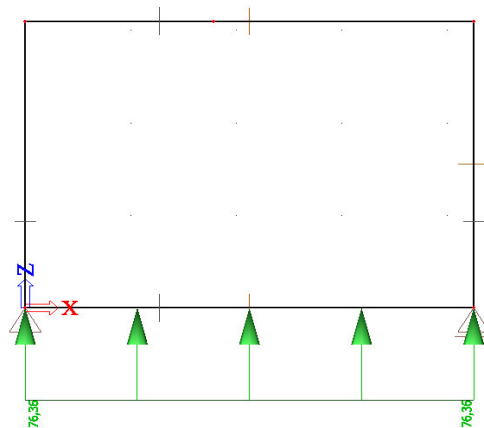
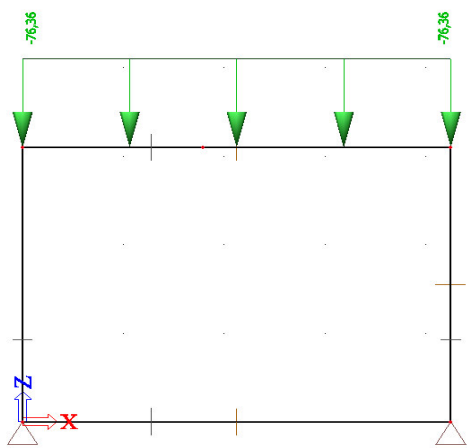


Moment  $M_y$  [kNm]



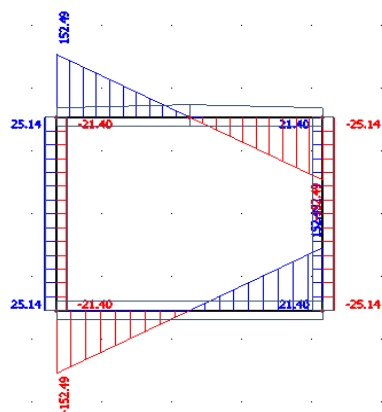
### 7.3.5 Zatěžovací stav ZS4 - LM71

- zatížení [kN, kN/m]

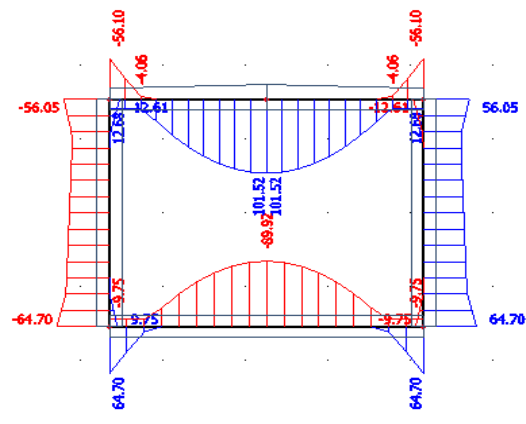


- výsledky

Posouvající síla  $V_z$  [kN]






Moment  $M_y$  [kNm]







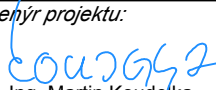
Souřadnicový systém: S-JTSK

Výškový systém: Bpv

Přehled verzí přílohy				
Číslo	Datum	Popis změny	Jméno	Podpis
P1	24.6.2017	Dokumentace k připomínkám	Ing. Verner	
01	27.11.2017	Odevzdání čistopisu přípravné dokumentace	Ing. Verner	

<b>Správa železniční dopravní cesty, státní organizace</b> Dlážděná 1003/7, Praha 1 - Nové Město 110 00			
<b>SŽDC s.o., Stavební správa západ</b> Sokolovská 278/1955, Praha 9 190 00			

<b>PROJEKT servis spol. s r.o.</b> U Elektry 830/2b, Praha 9 - Hloubětín 198 21 IČ: 49823141 tel.: 281 090 860 www.projekt-servis.cz   firma@projekt-servis.cz			
--	--	---	--

Vypracoval:  Ing. Martin Verner	Kontroloval:  Ing. Barbora Mužíková	Odpovědný projektant:  Ing. Martin Verner	Hlavní inženýr projektu:  Ing. Martin Koudelka
--	--	---	---

KRAJ: ÚSTECKÝ	OKRES: CHOMUTOV	OÚ: CHOMUTOV
---------------	-----------------	--------------

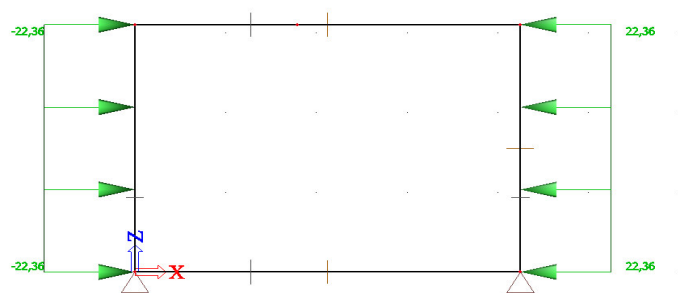
<b>REKONSTRUKCE TRATI V ÚSEKU KYJICE - CHOMUTOV</b>	
---	--

<b>E. STAVEBNÍ ČÁST</b> <b>E.1 Inženýrské objekty</b> <b>E.1.4 Mosty, propustky, zdi</b> <b>SO 14 07 Podchod v km 60.035 (Otvice)</b>	Číslo zakázky: <b>ZAK-2016-20</b>	
	Stupeň:	PD
	Datum:	11/2017
	Měřítko:	-
	Formát:	-

<b>STATICKÝ VÝPOČET</b>	Verze:	Část:	Č. přílohy:
	<b>01</b>	<b>E.1.4.7</b>	<b>07</b>

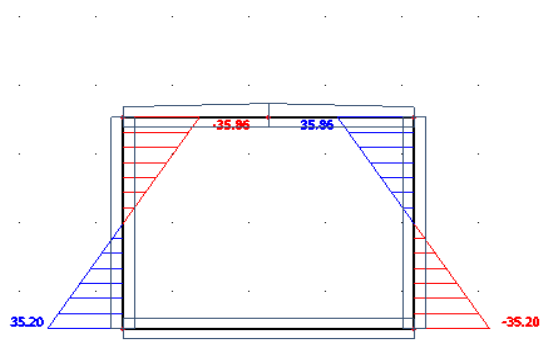
### 7.3.6 Zatěžovací stav ZS5 - Přetížení zemním tlakem

- zatížení

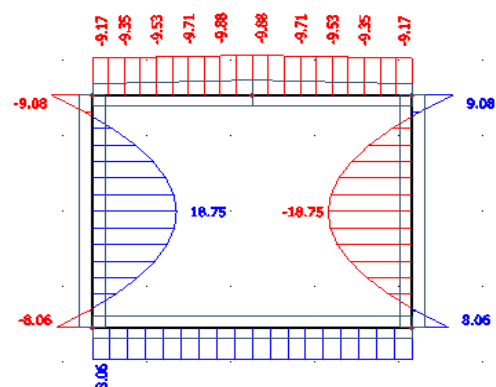


- výsledky

Posouvající síla  $V_z$  [kN]



Moment  $M_y$  [kNm]



## 8. Mezní stav únosnosti

### 8.1 Návrh a ověření konstrukce na ohyb

$$\begin{aligned}
 - \text{výška tlačené oblasti} \quad x &= \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} \\
 - \text{rameno vnitřních sil} \quad z &= d - 0.4 \cdot x \\
 - \text{ověří se výška tlačené oblasti} \quad \xi &= \frac{x}{d} < 0.45 \\
 - \text{výpočet momentu únosnosti} \quad M_{Rd} &= z \cdot f_{yd} \cdot A_s
 \end{aligned}$$

• výpočet momentu únosnosti dle mezních stavů

Průřez	1	2	3	4	5
Počet profilů [ks]	10	10	10	10	10
φ výztuže [mm]	22	20	10	20	20
f <sub>yk</sub> [MPa]	500	500	500	500	500
f <sub>ck</sub> [MPa]	45	45	45	45	45
šířka b [mm]	1000	1000	1000	1000	1000
výška h [mm]	400	300	300	300	300
d <sub>1</sub> [mm]	61	60	55	60	60
A <sub>s</sub> [mm <sup>2</sup> ]	3801	3142	785	3142	3142
f <sub>yd</sub> [MPa]	434.78	434.78	434.78	434.78	434.78
f <sub>cd</sub> [MPa]	25.50	25.50	25.50	25.50	25.50
d [mm]	339	240	245	240	240
x [mm]	81	67	17	67	67
z [mm]	307	213	238	213	213
ξ [-]	0.26	0.31	0.07	0.31	0.31
posouzení ξ	OK	OK	OK	OK	OK
<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>506.72</b>	<b>291.24</b>	<b>81.38</b>	<b>291.24</b>	<b>291.24</b>

06 Kyjice – ústřední stavědlo – Dolní Rybník

• posouzení průřezů

Průřez	Výztuž	M <sub>Ed</sub> [kNm]	M <sub>Rd</sub> [kNm]	Posouzení
1	10 φ 22	199.15	506.72	Vyhovuje
2	10 φ 20	-150.74	291.24	Vyhovuje
3	10 φ 10	55.53	81.38	Vyhovuje
4	10 φ 20	185.97	291.24	Vyhovuje
5	10 φ 20	-190.39	291.24	Vyhovuje

### 8.2 Zatížitelnost v ohybu - Horní deska

$$\text{návrhová hodnota únosnosti průřezu v ohybu} \quad U_{lim} = M_{r,d} = 506.72 \quad \text{kNm}$$

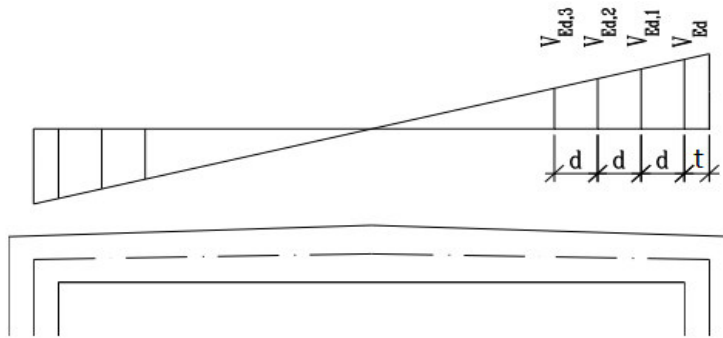
$$\text{svislé proměnné zatížení dopravou} \quad U_{gr} = 147.20 \quad \text{kNm}$$

$$\text{účinky ostatních zatížení} \quad U_{rsgr} = 51.95 \quad \text{kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{zatížitelnost} \quad Z_{LM71} &= \frac{U_{lim} - U_{rsgr}}{U_{gr}} = \\
 &= \frac{506.72 - 51.95}{147.20} = \\
 &= \mathbf{3.09}
 \end{aligned}$$

### 8.3 Návrh a ověření konstrukce na smyk

- určení velikosti posouvajících sil po horní příčli



- vzdálenosti sil  $t = 0.15 \text{ m}$   
 $d = 0.236 \text{ m}$  Pozn. Smyková výztuž předpokládána  $\phi 8 \text{ mm}$ .

- velikosti posouvajících sil  $V_{Ed} = 305.5 \text{ kNm}$   
 v rozhodujících průřezích  $V_{Ed,1} = 264.3 \text{ kNm}$   
 $V_{Ed,2} = 223.1 \text{ kNm}$   
 $V_{Ed,3} = 181.9 \text{ kNm}$

- maximální posouvací síla, kterou je schopen betonový průřez přenést

- max pos. síla  $v = 0.6$  (1-  $f_{ck} / 250$ ) = 0.492  
 $V_{Rd,max} = 0.345 v f_{cd} b_w z = 0.345 * 0.49 * 25.50 * 1.00 * 0.9 * 0.236 = 919.3 \text{ kN}$

- posouzení  $V_{Ed,max} = 305.5 \text{ kN} \leq V_{Rd,max} = 919 \text{ kN}$   
**Průřez vyhoví, rozměry příčle jsou v pořádku.**

- únosnost průřezu bez smykové výztuže

- souč. smyk. únosnosti  $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$   
 - souč. účinné výšky  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{0.24}} = 1.921 < 2.00$   
 - stupeň vyztužení  $\rho_1 = \frac{3801}{b_w * d} = \frac{3801}{1000 * 236} = 0.016$   
 $v_{min} = 0.0035 * k^{3/2} * f_{ck} = 0.0035 * 1.921^{3/2} * 45 = 419.21 \text{ kPa}$   
 $V_{Rd,c} = [ C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} ] b_w d = [ 0.12 * 1.921 (100 * 0.02 * 45)^{1/3} ] * 1 * 0.24 = 227 \text{ kN}$   
 $\geq v_{min} b_w d = 419 * 1 * 0.2 = 98.93 \text{ kN} \quad \text{OK}$

- posouzení  $V_{Rd,c} = 226.8 \text{ kN} < V_{Ed,1} = 264 \text{ kN}$   
**Nutno navrhnout smykovou výztuž.**

- návrh smykové výztuže

$V_{Ed,0} = 305.5 \text{ kN} < 1/3 V_{Rd,max} = 306 \text{ kN}$   
**Smyková výztuž lze navrhnout pouze z ohybů či spon.**

• návrh spon

- návrh výztuže  $\phi = 10 \text{ mm}$

- maximální vzdálenost příčné výztuže v podélném směru

$$s_{\max} = 0,75 * d (1 + \cot \alpha) = 0,75 * 0,24 (1 + \cot 90^\circ) = 177,0 \text{ mm}$$

- maximální vzdálenost příčné výztužr v příčném směru

$$s_{t,\max} = 1,5 * d = 354 \text{ mm}$$

- vzdálenost spon v podélném směru

$$s = 150 \text{ mm} < s_{\max} = 177,0 \text{ mm} \quad \textbf{Vyhovuje}$$

- vzdálenost spon v příčném směru

$$s_t = 200 \text{ mm} < s_{t,\max} = 354 \text{ mm} \quad \textbf{Vyhovuje}$$

- ověření stupně vyztužení

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s * b_w} * \sin \alpha = \frac{79}{200} * \frac{1000}{1000} \frac{150}{1000} \sin 90^\circ = #####$$

$$\rho_{w,\max} = \frac{0,5 * v}{(1 - \cos \alpha)} * \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} = \frac{0,5 * 0,492}{(1 - \cos 90)} \frac{25,50}{435} = #####$$

$$=$$

$$\rho_w = 0,000536 < \rho_{w,\max} = 0,01443$$

**Stupeň vyztužení vyhovuje**

- únosnost průřezu se započítáním smykové výztuže je menší hodnota z:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,max} &= v \quad f_{cd} \quad b_w \quad z \quad \frac{\cot \theta}{1 + (\cot \theta)^2} = \\
 &= 0.492 \quad 25.50 \quad 1 \cdot 0.9 \quad 0.2 \quad \frac{2.5}{2 + 2.5^2} = \\
 &= 918.89 \quad \text{kN} \\
 V_{Rd,s} &= \rho_w \quad f_{ywd} \quad b_w \quad z \quad \cot \theta = \\
 &= 5E-04 \quad 435 \quad 1 \cdot 0.9 \quad 0.2 \quad 2.5 = 124 \quad \text{kN} \\
 V_{Rd} &= 123.75 \quad \text{kN} < V_{Ed} = 264.3 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

**Je nutné navrhnout ohyby, navržené spony nepřenesou celou posouvající sílu**

- návrh ohybů

návrh

**3     $\phi$     20**

- únosnost ohybů

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,b} &= n \quad A_{sw,1} \quad z \quad f_{ywd} \quad (\cot \phi + \cot \alpha) \sin \alpha = \\
 &= 3 \quad 314 \quad 0.21 \quad 435 \quad (2.5 + \cot 45) \sin 45 = \\
 &= 215.4 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Pozn. maximální podélná vzdálenost je rovna účinné výšce d. Příčná vzdálenost je stejná jako pro třmínky a je rovna 1,5 d.

- celková únosnost

$$\begin{aligned}
 V_{Rd} &= V_{Rd,s} + V_{Rd,b} \\
 &= 123.75 + 215 = 339.15 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd} = 339 \quad \text{kN} > V_{Ed} = 264 \quad \text{kN}$$

**Průřez vyhoví.**

- posouzení průřezu ve vzdálenosti 2d od podpory

$$V_{Ed} = 223.1 \quad \text{kN}$$

- únosnost průřezu bez smykové výztuže

$$V_{Rd} = 226.8 \quad \text{kN} > V_{Ed} = 223.1 \quad \text{kN}$$

- únosnost průřezu se sponami

$$V_{Rd} = 123.75 \quad \text{kN} < V_{Ed} = 223.1 \quad \text{kN}$$

**Nutno navrhnout ohyby.**

- návrh ohybů

- nutná plocha výztuže na ohyby

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,b,nutné} &= V_{Ed} - V_{Rd} = 223.1 - 123.7 = \\
 &= 99.35 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sw,nu} &= \frac{V_{Rd,b,nutné}}{z \quad f_{ywd} \quad (\cot \phi + \cot \alpha) \sin \alpha} = \\
 &= \frac{99.35}{0.236 \quad 434.8 \quad (2.5 + \cot 45^\circ) \sin 45} = 0.000359 \quad \text{m}^2
 \end{aligned}$$

návrh

**3     $\phi$     20**

$$A_{sw} = 0.000942 \quad \text{m}^2$$

$$A_{sw} = 0.000942 \quad \text{m}^2 > A_{sw,nut} = 0.000359 \quad \text{m}^2$$

**Výztuž vyhovuje.**

- posouzení průřezu ve vzdálenosti 3d od podpory

$$V_{Ed} = 181.9 \quad \text{kN}$$

- únosnost průřezu bez smykové výztuže

$$V_{Rd} = 226.8 \quad \text{kN} < V_{Ed} = 181.9 \quad \text{kN}$$

**Smyková výztuž již není potřeba ve vzdálenosti 3d.**

#### 8.4 Zatížitelnost ve smyku - maximální posouvající síla

$$\text{návrhová hodnota únosnosti průřezu v ohybu} \quad U_{\text{lim}} = V_{r,d} = 339.15 \quad \text{kNm}$$

$$\text{svislé proměnné zatížení dopravou} \quad U_{\text{gr}} = 221.11 \quad \text{kNm}$$

$$\text{účinky ostatních zatížení} \quad U_{\text{rsgr}} = 84.38 \quad \text{kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{zatížitelnost} \quad Z_{\text{LM71}} &= \frac{U_{\text{lim}} - U_{\text{rsgr}}}{U_{\text{gr}}} = \\ &= \frac{339.15 - 84.38}{221.11} = \\ &= \mathbf{1.15} \end{aligned}$$

## 9. Mezní stav použitelnosti

### 9.1 Parametry pro dotvarování

- maximální moment  $M_{Ek,max} = 152.30 \text{ kNm}$

Pozn. Uvažována horní deska ŽB rámu. Max moment a výztuž v ní.

- rozpětí mostu (propustku)  $L = 3.5 \text{ m}$

#### • vlastnosti betonu

- doba odbědnění  $t = 20 \text{ dní}$

- třída cementu  $N$

- pevnost betonu v tlaku charakterist.  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$

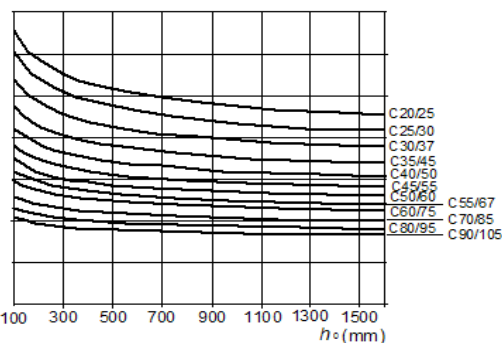
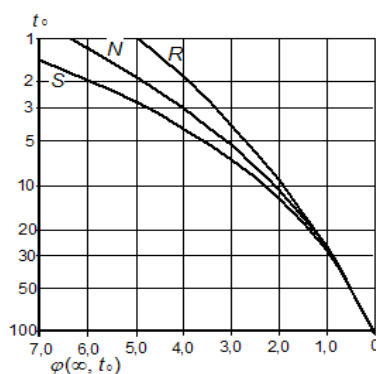
- střední hodnota pevnost v tlaku  $f_{cm} = 53 \text{ MPa}$

- střední hodnota pevnosti v tahu  $f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$

- náhradní rozměr průřezu  $h_0 = 1000 \text{ mm}$

- prostředí  $\varphi = \text{vnější}$

- součinitel dotvarování  $\varphi = 2.5$



$E_{cm} = 36 \text{ GPa}$

$E_s = 200 \text{ GPa}$

- efektivní modul přetvárnosti betonu

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{\frac{\varphi}{2.5} + 1} = \frac{36.00}{\frac{2.5}{2.5} + 1} = 10 \text{ MPa}$$

- pracovní součinitel

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{10.29} = 19 \text{ MPa}$$

### 9.2 Výpočet ideálního charakteristického průřezu bez trhlin

#### • geometrie průřezu

- výška desky  $h = 400 \text{ mm}$

- šířka pro výpočet  $b = 1000 \text{ mm}$

- plocha výztuže  $A_s = 3801 \text{ mm}^2$

- výška  $d = 339 \text{ mm}$

- poloha těžiště

$$x_i' = \frac{b \cdot h^2 \cdot 0.5 + \alpha_e \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \alpha_e \cdot A_s} = \frac{1000 \cdot 400^2 \cdot 0.5 + 19 \cdot 3801 \cdot 339}{1000 \cdot 400 + 19 \cdot 3801} = 221.7 \text{ mm}$$

- moment setrvačnosti

$$I_i' = \frac{1}{12} b \cdot h^3 + b \cdot h \cdot (x_i' - h/2)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_i')^2$$

$$= \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 400^3 + 1000 \cdot 400 \cdot (221.68 - 200)^2 + 19.4 \cdot 3801 \cdot (339 - 221.7)^2 = 6538702838 \text{ mm}^4$$

#### • kritický moment při vzniku trhlin

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

$$M_{cr}' = \frac{\sigma_{ct} \cdot I_{i'}}{(h - x_i)} = \frac{3.8 \cdot 6538702838}{400 - 221.7} = 139.34 \text{ kNm}$$

$$M_{cr}' = 139.34 \text{ kNm} < M_{Ek,max} = 152.30 \text{ kNm}$$

Dochází ke vzniku trhlin v betonu.

### 9.3 Výpočet ideálního charakteristického průřezu s trhlinou

- poloha těžiště

$$x_{ir}' = \frac{\alpha_e A_s}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e} \frac{b}{A_s} (d - x_i)} \right) =$$

$$= \frac{19.44 \cdot 3801}{1000} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{19} \frac{1000}{3801} (339 - 161.8)} \right) =$$

$$= 161.8 \text{ mm}$$

- moment setrvačnosti

$$I_{ir}' = \frac{1}{3} b x_{ir}'^3 + \alpha_e A_s (d - x_{ir}')^2 =$$

$$= \frac{0.33 \cdot 1000}{3} \cdot 161.8^3 + 19.4 \cdot 3801 \cdot (339 - 161.8)^2 =$$

$$= 3.73E+09 \text{ mm}^4$$

- poddajnost a) bez trhliny

$$C_i' = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot I_{i'}} =$$

$$= \frac{1}{10.29 \cdot 6538702838} = 1.49E-05 \text{ 1/Nm}^2$$

b) s trhlinou

$$C_{ii}' = \frac{1}{E_{c,eff} \cdot I_{ir}'} =$$

$$= \frac{1}{10.29 \cdot 3.73E+09} = 1.38E-05 \text{ 1/Nm}^2$$

• křivost

- míra spolupůsobení betonu s trhlínami

$$\beta = 0.5 \text{ - Pozn. dlouhodobé zatížení}$$

$$\zeta' = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}'}{M_{ek,max}} \right)^2 =$$

$$= 1 - 0.5 \left( \frac{139.34}{152.30} \right)^2 =$$

$$= 0.581$$

$$1/r_m' = \frac{M_{ek,max}}{\zeta'} \left\{ \left( 1 - \zeta' \right) \cdot C_i' + \right.$$

$$\left. + \zeta' \cdot C_{ii}' \right\} =$$

$$= \frac{152.30}{0.581} \left\{ \left( 1 - 0.581 \right) \cdot 1.49E-05 + \right.$$

$$\left. + 0.581 \cdot 1.38E-05 \right\} =$$

$$= 2.17E-03 \text{ 1/m}$$

### 9.4 MSP - Průhyb

• konstrukce je uvažována staticky jako prostý nosník s převislými konci



$$\beta' = \frac{M_A + M_B}{M_F} = \frac{96 + 96}{152} =$$

$$K = \frac{1.263}{5/48 (1 - 0.1 \cdot \beta')} =$$

$$= \frac{1.263}{5/48 (1 - 0.1 \cdot 1.263)} = 0.1$$

$$f_s' = \frac{K \cdot L^2}{2.417} \cdot \frac{1}{r_m'} =$$

$$= \frac{0.091 \cdot 3.5^2}{2.417} \cdot 2.17E-03 =$$

$$= 0.0002417 \text{ mm} = \delta$$

- průhyb je uvažován bez nadvýšení

$$\delta = 2.417 \text{ mm} < \delta_{\text{lim}} = \frac{L}{600} = \frac{3.5}{600} = 5.833333 \text{ mm}$$

**Průhyb vyhovuje.**

## 9.5 Mezní stav omezení napětí

- tlakové napětí
  - dlouhodobé působení

$$\sigma_{\text{cc}} = 6.60 \text{ MPa} < \frac{M_{\text{ek,max}}}{I_{\text{ir}}} x_{\text{ir}}' = \frac{152.30}{3.7\text{E}+9} 162 = 6.60 \text{ MPa}$$

**Napětí v betonu je v přípustných mezích.**

- lineární dotvarování

$$\sigma_{\text{cc}} = 6.60 \text{ MPa} < \frac{M_{\text{ek,max}}}{I_{\text{ir}}} x_{\text{ir}}' = \frac{152.30}{3.7\text{E}+9} 162 = 6.60 \text{ MPa}$$

**Lze uvažovat lineární dotvarování.**

## 9.6 Mezní stav omezení tahových napětí

$$z = d - \frac{x_{\text{ir}}'}{3} = 339.00 - \frac{161.8}{3} = 285.06 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ek,max}}}{z \cdot A_s} = \frac{152.30}{285.06 \cdot 3801} = 140.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 140.55 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{\text{yk}} = 400 \text{ MPa}$$

**Omezení tahového napětí je splněno.**

## 9.7 Mezní stav omezení šířky trhliny

- součinitele pro dotvarování

- souč. pro dobu trvání zatížení  $k_t = 0.4$  - Pozn. dlouhodobé
- souč. zohled. vlastnosti soudž. výztuže  $k_1 = 0.8$  - Pozn. velká soudržnost
- souč. zohled. rozd. í poměr. přetvoření  $k_2 = 0.5$  - Pozn. prostý ohyb
- $k_3 = 3.4$
- $k_4 = 0.425$

- efektivní pevnost betonu  $f_{\text{ctm,eff}} = 3.8 \text{ MPa}$

- plocha betonu obklopující taženou výztuž

$$h_{\text{e,eff}} = \min \left( \frac{2.5 \cdot (h - d)}{h - x_{\text{ir}}'} \right) / 3 = \min \left( \frac{2.5 \cdot (400 - 339)}{400 - 162} \right) / 3 = \min \left( \frac{152.50}{79.39} \right) = 79.389 \text{ mm}$$

$$A_{\text{e,eff}} = h_{\text{e,eff}} \cdot b = 79.39 \cdot 1000 = 79388.598 \text{ mm}^2$$

- efektivní stupeň vyztužení

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{e,eff}} = \frac{3801}{79388.60} = 0.0478825$$

- maximální vzdálenost trhlín

$$s_{r,max} = \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{k_3 + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4} \cdot \rho_{p,eff}$$

$$= \frac{3.4 \cdot 50 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.43 \cdot 22}{3.4 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.43 \cdot 22} \cdot 0.048$$

$$= 248.1 \text{ mm}$$

- charakteristická šířka trhliny

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{e,eff})}{E_s} = 4.0E-04 \quad -$$

$$= \frac{0.6 \cdot \sigma_s}{E_s} = \frac{0.6 \cdot 400}{200} = 0.0012 \quad -$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 1.2E-03$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 248.1 \cdot 0.001 = 0.298 \text{ mm}$$

$$w_{max} = 0.30 \text{ mm} > w_k = 0.298 \text{ mm}$$

**Velikost šířky trhliny je splněna.**

## 10. Kontaktní napětí v základové spáře

$$q_{cd} = 1,35 \cdot g_{st,k} + 1,35 \cdot g_{ost,k} + 1,45 \cdot q_{k,LM71} = 36.77 + 61.82 + 116.17 = 214.77 \text{ kPa}$$

### 10.1 Posouzení základové spáry

- Předpokládaná únosnost základové spáry  $R_{td} = 220 \text{ kPa}$

*Odhadnuto, bude upřesněno na základě geotechnického průzkumu*

$$q_{cd} < R_{td} \\ 214.8 \text{ kPa} < 220 \text{ kPa} \quad \textbf{Základová spára VYHOVUJE.}$$

### 10.2 Zatížitelnost základové spáry

$$\begin{aligned} Z_{LM71} &= \frac{U_{lim} - U_{rsgr}}{U_{gr}} = \\ &= \frac{220.00 - 98.60}{116.2} \\ &= \mathbf{1.05} \end{aligned}$$

## 11. Tabulka zatížitelnosti

### A. Identifikace mostu SO 14-07 Podchod v km 60.035 (Otvice)

TÚ (číslo, název) :

0602 žst. Most - žst. Chomutov - záp. zhlaví

DÚ:

06 Kyjice – ústřední stavědlo – Dolní Rybník

km

km 60.038 197

### B. Identifikace části mostu

část mostu:

Nosná konstrukce

poř. číslo (ve směru staničení):

1

pod kolejí č.

### C. Doplňující data pro část mostu

Kategorie zatížitelnosti:

1

Výpočetní model:

-

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu pro část mostu v jejím profilu (ve směru staničení)

na uprostřed na konci

poloměr oblouku

přímá

[m]

převýšení koleje

0

[mm]

excentricita vůči ose mostu

0

[mm]

Popis závad uvažovaných v přepočtu:

Datum zjištění zpracovaného stavu mostu - orgány SŽDC:

Poznámka k části mostu:

Poř. č.	Prvek (vč. umístění)	Detail	Namáhání	$k_i$	typ	$L_p$	$\delta$	$L_\phi$	$V_{Q,1,L}$ M71	$V_{Q,1,L}$ M71,E	viz. str.	$Z_{UIC}$	$Z_{UIC,E}$	Poznámky
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	ŽB rám	střed horní desky	$\sigma$	-	M	2.75	1.00	-			-	3.09	-	-
2	ŽB rám	kraj horní desky	$\tau$	-	Q	2.75	1.00					1.15		
3	ŽB rám	Základ. spára	$\sigma$	-	M	2.75	1.00	-			-	1.05		

Dne: 24.11.2017

Zatížitelnost určil:

Ing. Bc. Martin Verner

Dne:

Do databáze zadal: