

STUPEŇ PD:

**DSP**

příloha č. 5 k vyhlášce 146/2008

OBJEDNATEL / STAVEBNÍK:

Česká republika - Státní pozemkový úřad

adresa: Husinecká 1024/11a, 130 00 Praha 3

email: chomutov.pk@spucr.cz

telefon: 725 901 492

IČ: 013 12 774

ZPRACOVATEL:

místo podnikání: 438 01 Žatec

provozovna:

email:

telefon:

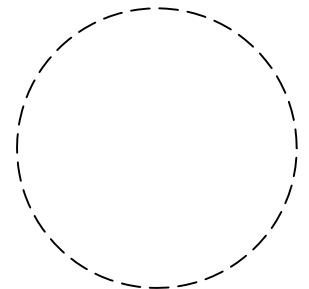
IČ:

ZOD. PROJEKTANT:

NAPSAL:

KONTROLOVAL:

AUTORIZACE:



DATUM: 11 / 2021

ROZMĚR: 210 x 297

FORMÁT: A4

NÁZEV PROJEKTU:

**Projektová dokumentace,  
autorský dozor a GTP pro  
prvky PSZ v k.ú.  
Hrušovany u Chomutova**

ČÁST DOKUMENTACE:

**D.200.  
MOSTNÍ OBJEKTY  
- MOST M1**

NÁZEV VÝKRESU:

**STATICKÝ POSUDEK**

ČÍSLO VÝKRESU:

**D.200.01**ČÍSLO  
PARÉ:



# OBSAH

1	IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY .....	5
2	ÚVOD.....	6
2.1	Základní údaje o mostu.....	6
2.2	Technické řešení mostu .....	6
2.2.1	Použité materiály .....	7
2.3	Místo stavby .....	7
2.3.1	Popis místa stavby .....	7
2.4	Využití mostu – nová konstrukce .....	8
2.5	Odůvodnění návrhu nové konstrukce mostu .....	9
2.6	Požadavky investora .....	9
2.7	Metodika výpočtu .....	10
3	ZATÍŽENÍ MOSTU .....	11
3.1	Stálé zatížení.....	11
3.1.1	Vlastní tíha.....	11
3.1.2	Ostatní stálé zatížení.....	11
3.2	Proměnné zatížení.....	11
3.2.1	Rovnoměrné zatížení davem lidí .....	11
3.2.2	Zatížení dopravou .....	11
3.2.3	Vodorovné zatížení dopravou.....	13
3.2.4	Zatížení teplotou .....	13
3.2.5	Zatížení větrem na most nezatížený dopravou .....	13
3.3	Staveništní zatížení .....	15
3.4	Seismické zatížení .....	15
3.5	Výsledné kombinační zatěžovací stavy .....	16
3.5.1	Montážní stav .....	16
3.5.2	Provozní stav .....	18
4	KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....	20
4.1	Kombinace zatížení teplotou .....	20
4.2	Vícesložkové sestavy zatížení .....	20
4.3	Celkové kombinace MSÚ a MSP .....	23

4.3.1	Montážní stav – maximální namáhání ocelového profilu - MSÚ .....	23
4.3.2	Provozní stav - MSÚ .....	23
4.3.3	Montážní stav – maximální průhyb ocelového profilu - MSP .....	23
4.3.4	Provozní stav – MSP .....	23
5	POSOUZENÍ KONSTRUKCE MOSTOVKY .....	24
5.1	Montážní stav – MSÚ .....	24
5.1.1	Vnitřní síly .....	24
5.1.2	Posudek ocelového profilu v MSÚ .....	25
5.2	Spřažený průřez – celkový posudek v MSÚ a MSP .....	29
5.2.1	Vnitřní síly od kombinací v provozním stavu mostu .....	29
5.2.2	Schéma spolupůsobících šířek ŽB desky .....	30
5.2.3	Posouzení spřaženého průřezu v MSÚ .....	31
5.2.4	Posouzení spřaženého průřezu v MSP .....	33
5.2.5	Vliv dotvarování smrštění betonové desky .....	36
5.2.6	Vliv nerovnoměrné teploty na konstrukci mostu .....	38
5.2.7	Návrh spřažení .....	40
5.2.8	Posouzení spřaženého průřezu na únavu .....	42
5.2.9	Posouzení příčnicku .....	45
5.2.10	Návrh koncové nadpodporové výztuhy .....	53
5.2.11	Posouzení svarů hlavního nosníku a příčnicku .....	54
5.3	Návrh dilatačního závěru .....	56
5.4	Návrh ložiska .....	58
5.4.1	Návrh smykové zarážky .....	60
5.4.2	Vyztužení betonové desky .....	66
5.4.3	Protlačení desky mostovky .....	72
6	NÁVRH KONCOVÝCH OPĚR .....	74
	Prohlášení .....	87
	Použité normy .....	87
	Použitý software .....	90



# 1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY

STAVBA: **PD, AD a GTP pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova**

k.ú. Chomutov  
Ústecký kraj

STAVEBNÍK: Státní pozemkový úřad  
Husinecká 1024/11a  
130 00 Praha 3 - Žižkov

IČ: 01312774  
DIČ: CZ01312774

CHARAKTER STAVBY: Novostavba – výměna původní konstrukce za novou konstrukci

STUPEŇ DOKUMENTACE: RDS – Realizační dokumentace

DATUM VYPRACOVÁNÍ: 11/2021

ZPRACOVATEL DOKUMENTACE:



AUTORIZOVAL:





## 2 ÚVOD

### 2.1 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu:	Most přes vodní tok Hutná je koncipován jako jednopólový most, nepohyblivý, trvalý, v přímé, výškově s min. podélným spádem k opěře A, s ocelobetonovou spřaženou nosnou konstrukcí, s horní mostovkou, ocelové nosníky plnostěnné, otevřeně uspořádaný, s neomezenou volnou výškou
Délka přemostění:	8,905 m
Délka mostu:	16,160 m
Délka nosné konstrukce:	10,600 m
Rozpětí:	10,000 m
Šikmost mostu:	89 <sup>g</sup>
Volná šířka mostu:	4,000 m – průjezdný profil
Šířka mostu:	5,600 m
Výška mostu nad vodotečí – běžná Q:	1,8 m – běžná hladina (Q100 nedefinována)
Stavební výška:	1,34 m
Plocha nosné konstrukce mostu:	10,600 x 5,600 = 59,40 m <sup>2</sup>
Projektované zatížení:	Vozidlo 40 t – model zatížení LM1 ve smyslu ČSN EN 1991-2 ed.2.

### 2.2 Technické řešení mostu

Jednopólový most s rozpětím 10,6 m převádí komunikaci účelovou komunikaci pro společný pohyb zemědělské techniky, nákladních automobilů do hmotnosti 40 t, chodců a cyklistů přes vodní tok Hutná v k.ú. obce Hrušovany. Konstrukce je navržena jako spřažená ocelobetonová konstrukce, která je tvořena třemi hlavními nosníky a monolitickou železobetonovou deskou s proměnlivou tloušťkou definující příčný sklon.

Výška hlavních nosníků je po délce mostu konstantní. Tloušťka železobetonové desky v příčném profilu proměnná od 0,2 m kraje desky až 0,25 m v ose mostu. Celková šířka železobetonové desky je 5,1 m. Na koncích v místě opěr jsou hlavní ocelové nosníky ztuženy pomocí příčných koncových příčníků, které budou sloužit pro stabilizaci a pro servis mostu při jeho zdvihání při kontrole a výměně elastomerových ložisek. Spodní stavba je tvořena krajními opěrami ze železobetonu, které jsou plošně založeny v zářezu vodního toku.



## 2.2.1 Použité materiály

### Beton

• Podkladní beton	C16/20	X0
• Základy opěry	C30/37	XC4, XF2, XA1
• Opěry	C30/37	XC4, XF4, XA1
• Nosná konstrukce mostovky	C30/37	XC4, XF4

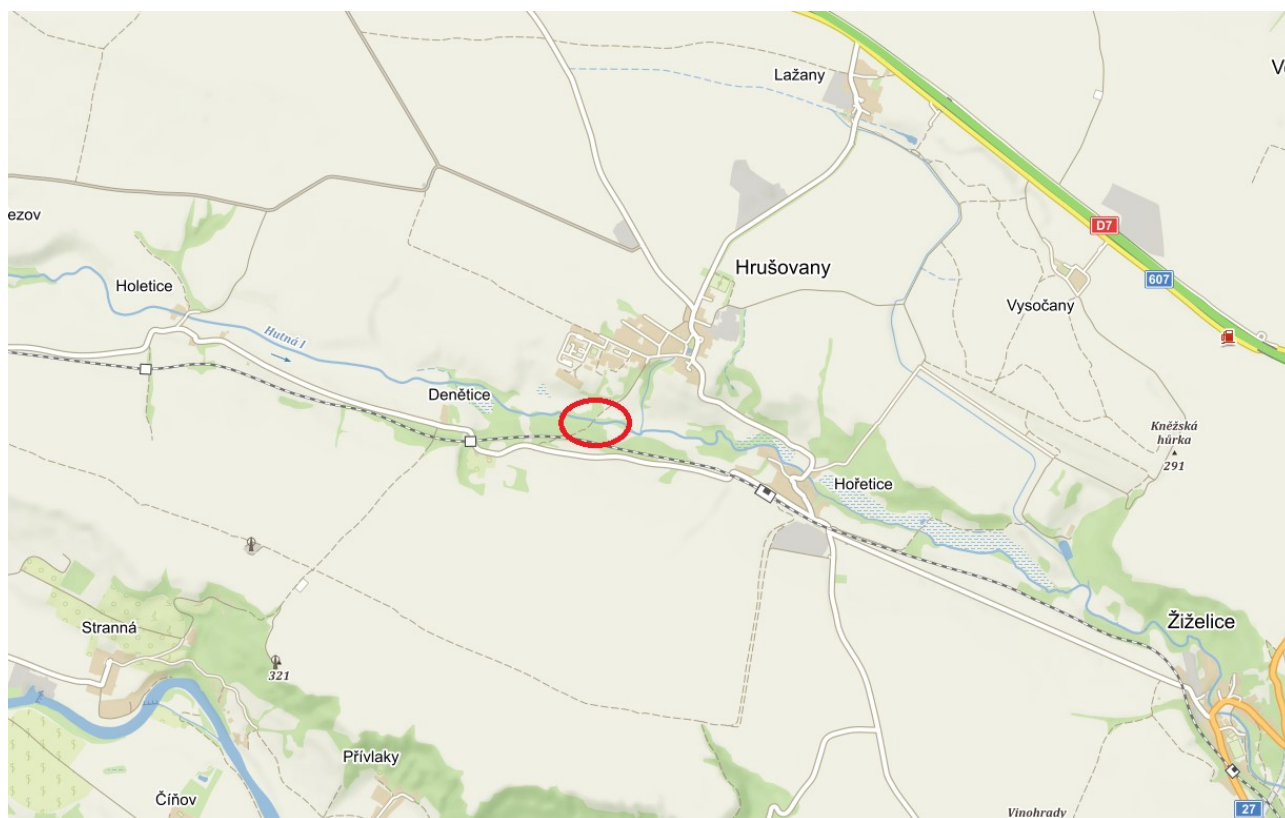
### Výztuž

• Betonářská výztuž	B500B
---------------------	-------

### Konstrukční ocel

• Ocel	S355J2+N
--------	----------

## 2.3 Místo stavby



Obr. 2.1 – Místo stavby

### 2.3.1 Popis místa stavby

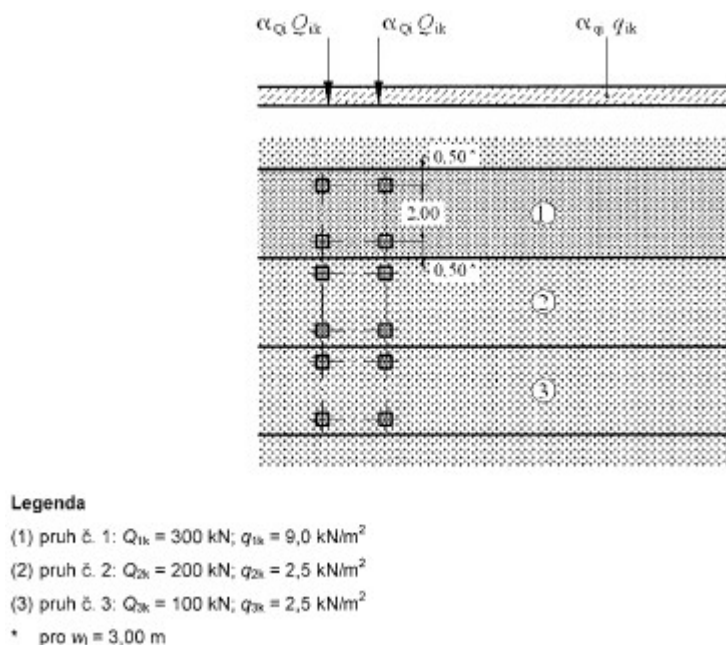
Lokalita místa stavby se nachází v extravilánu obce Hrušovany v jeho jihozápadní části. Most překlenuje vodní tok Hutná, kde je spodní hrana nosné konstrukce mostu osazena dle požadavků Povodí Ohře, státní podnik. Okolí mostu je na březích zářezu toku osázeno vzrostlými stromy. Na

místě novostavby mostu se nachází stávající kamenný klenutý mostek neznámého stáří. Dle prohlídky je stávající konstrukce mostku nevyhovující a pro navrhované zatížení není konstrukce dimenzována a ani se nedá určit přesná zatížitelnost. Poloha místa stavby se nachází dle „snehovama-pa.cz“ v nadmořské výšce 251 m n.m. s hodnotou zatížení pro I.sněhovou kategorii. Místo stavby se dále nachází ve větrné oblasti II. s kategorií terénu III.

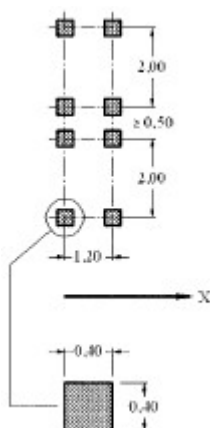
Místo stavby je tedy v oblasti s mírnými klimatickými účinky působícími jako proměnné zatížení.

## 2.4 Využití mostu – nová konstrukce

Konstrukce mostu je navržena a dimenzována jako jednopólový most s jedním jízdním pruhem pro návrhové zatížení od zatížení vozidla modelu LM1 se zatížením dvojnápravy do 40 t. Využití konstrukce mostu chodci není uvažováno z hlediska přetížení chodci při plném provozu mostu dopravním zatížením. Zatížení chodci je ověřeno pouze na dynamické účinky v době, kdy most není dopravou využíván.



Obr. 2.2 – zatížení mostu od modelu LM1 – nákladní automobil (pouze jeden jízdni pruh)



Obr. 2.3 – detail modelu zatížení LM1

## 2.5 Odůvodnění návrhu nové konstrukce mostu

Nově navrhovaná konstrukce mostu je dle požadavků investora stavby navrhována s ohledem na budoucí využití mostu pro provoz těžších dopravních prostředků (zemědělské a stavební stroje) s užitným zatížením 40 t. Nová konstrukce mostu navazuje na nově projektované pozemní obslužné komunikace, které nejsou součástí tohoto posudku, ale jsou součástí celkové dokumentace.

## 2.6 Požadavky investora

- Šířkové uspořádání převáděné komunikace
- Vzhledové prvky konstrukce
- Definovaná zatížitelnost max. 40 t



## 2.7 Metodika výpočtu

Posouzení bude provedeno v následujících krocích:

1. Stanovení zatížení na celý most
2. Posouzení spřaženého nosníku (nejvíce zatíženého) v mezním stavu únosnosti:
  - a. Posouzení v montážním stavu
  - b. Posouzení v provozním stavu
3. Posouzení spřaženého nosníku v mezním stavu použitelnosti:
  - a. Posouzení normálových napětí
  - b. Posouzení vlivu smršťování betonové desky na normálová napětí
  - c. Posouzení vlivu nerovnoměrného oteplení konstrukce na normálová napětí
  - d. Posouzení průhybu
4. Posouzení spřahovacích prostředků
5. Posouzení spřaženého koncového příčnicku
6. Posouzení detailů hlavního nosníku na únavu
7. Posouzení detailů konstrukce
8. Posouzení železobetonové monolitické desky
9. Návrh opěr



## 3 ZATÍŽENÍ MOSTU

### 3.1 Stálé zatížení

#### 3.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha ocelových nosníků a železobetonové desky generována v software. Zatížení uvažováno pro tíhové zrychlení  $10 \text{ m/s}^2$  pro objemové tíhy materiálu  $\rho_{\text{ocel}} = 7850 \text{ kg/m}^3$ ,  $\rho_{\text{beton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$ .

#### 3.1.2 Ostatní stálé zatížení

zatížení	$\rho \text{ [kN/m}^3\text{]}$	tl. [m]	koef. 20 %	$g_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$
Obrusná vrstva SMA 11S	22,0	0,04	1,2	1,1
Ochranná izolace MA 11IV	22,0	0,04	1,2	1,1
Celoplošná izolace NAIP	12,0	0,005	0,0	0,1
Betonové římsy	25,0	---	0,0	5,3 kN/m
Svodidla/zábradlí	---	---	---	3,5 kN/m

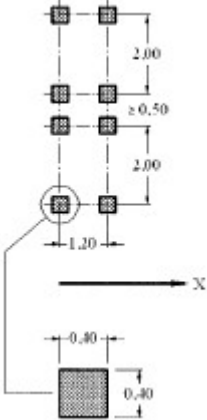
*Poznámka: pro vozovkové souvrství se uvažuje odchylka tloušťky  $\pm 20 \%$ , uváží se bezpečně součinitelem 1,2.*

### 3.2 Proměnné zatížení

#### 3.2.1 Rovnoměrné zatížení davem lidí

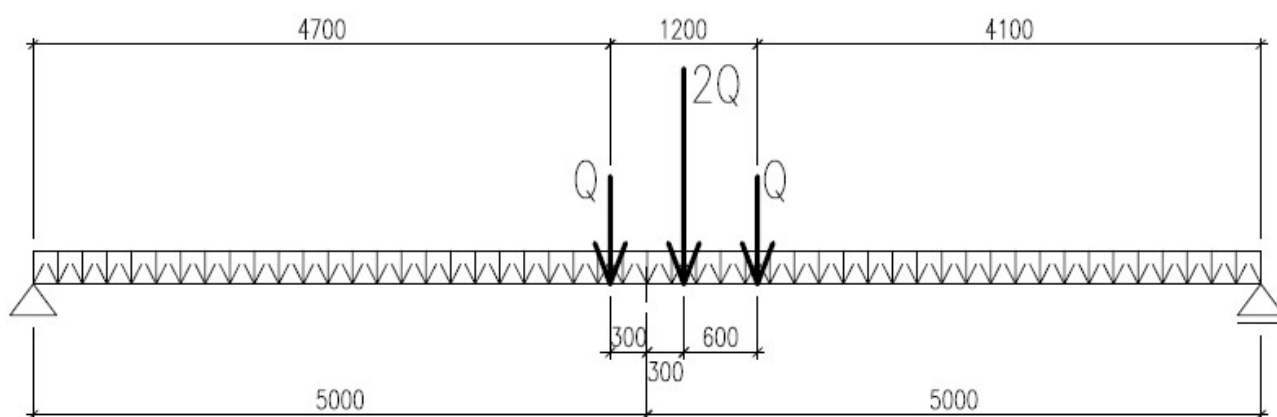
Zatěžovací délka:	$L =$	10,0 m
Charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:	$q_{fk} = 2,0 + 120 / (L + 30) =$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Zatížení na celou šířku mostu:	$q_{fk,b} = q_{fk} \cdot b =$	20,0 kN/m

#### 3.2.2 Zatížení dopravou

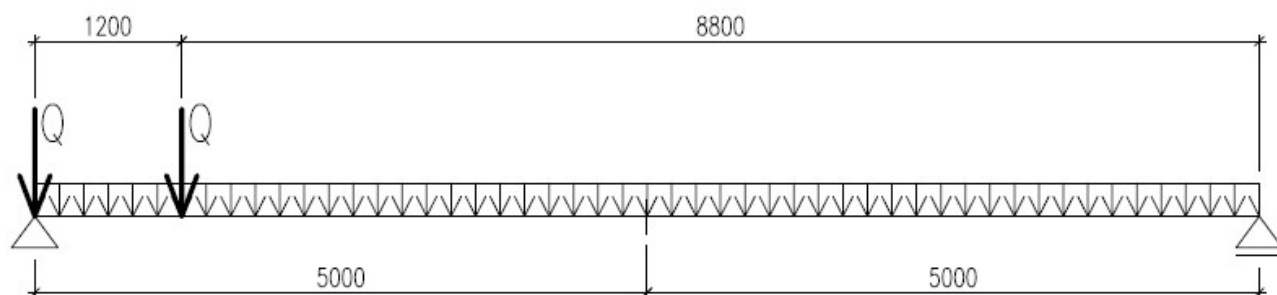
	<p>S ohledem na rozložení zatěžovacích pruhů na mostu je uvažována pouze jedna dvounáprava umístěná ve dvou nejneprůzračnějších polohách pro vyvolání maximální účinků zatížení od modelu zatížení LM1. Velikost zatížení pro nápravové zatížení je uvažována dle ČSN EN 1991-2, přílohy A uvažována s hodnotou celkového zatížení 600 kN.</p> <p>Tzn., že jednotlivá nápravová zatížení odpovídají zatížení 150 kN na zatěžovacích plochách čtverce 0,4x0,4 m.</p>
---	---

Tab. 1 – zatížení pruhů pro model zatížení LM1

Umístění	Dvojnáprava	Rovnoměrné zatížení
	Nápravová síla $Q_{ik}$	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pruh č.1	300	9,0
Pruh č.2	200	2,5
Pruh č.3	100	2,5
Ostatní pruhy	0,0	2,5
Zbývající plocha	0,0	2,5



Obr. 3.2 – Model zatížení LM1 – max ohybový moment



Obr. 3.3 – Model zatížení LM1 – max posouvající síla

Poznámka: Tato zatížení již zahrnují dynamické účinky, dynamický součinitel pro zatížení silničních mostů se podle ČSN EN 1991-2 neuvažuje. Jednotlivé hodnoty zatížení budou ještě přenásobeny redukčními součiniteli  $\alpha_{Qi}$  a  $\alpha_{qi}$  podle tab. 2.

Tab. 2 – Hodnoty regulačních součinitelů  $\alpha$  dle změny Z3 ČSN EN 1991-2

Skup. poz. komunikace	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{q3}$	$\alpha_{q4}$	$\alpha_{qr}$
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2	1,2	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6	1,6	1,6



**3.2.3 Vodorovné zatížení dopravou**

<b>10 % z celkového zatížení odpovídajícího rovnoměrného zatížení</b>		
Charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení:	$q_{fk} =$	5,0 kN/m <sup>2</sup>
10 % rovnoměrného zatížení:	$0,1 \cdot q_{fk} =$	0,5 kN/m <sup>2</sup>
Výsledné vodorovné zatížení:	$q_{flk} = 0,1 \cdot q_{fk} =$	0,5 kN/m <sup>2</sup>
<b>60 % celkové tíhy vozidla</b>		
Charakteristická hodnota tíhy vozidla:	$Q_{1k} =$	600 kN
60 % tíhy vozidla:	$0,6 \cdot Q_{1k} =$	360 kN
Délka nosné konstrukce:	$L_{NK} =$	10,0 m
Vodorovné zatížení:	$Q_{flk} = 0,6 \cdot Q_{1k} / (L_{NK} \cdot b) =$	9,0 kN/m <sup>2</sup>
<b>Výsledné vodorovné zatížení</b>		
Vodorovné zatížení:	$Q_{flk} =$	9,0 kN/m <sup>2</sup>

*Poznámka: vodorovná síla se uvažuje jako podélné zatížení působící v úrovni povrchu vozovky*

**3.2.4 Zatížení teplotou**

<b>Rovnoměrná změna teploty</b>		
Počáteční teplota konstrukce:	$T_0 =$	10 °C
Maximální teplota vzduchu ve stínu:	$T_{max} =$	40 °C
Minimální teplota vzduchu ve stínu:	$T_{min} =$	-34 °C
Maximální rovnoměrná složka teploty:	$T_{e,max} = T_{max} + 4,5 =$	<b>44,5 °C</b>
Minimální rovnoměrná složka teploty:	$T_{e,min} = T_{min} + 4,5 =$	<b>-29,5 °C</b>
Charakteristická hodnota oteplení:	$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 =$	34,5 °C
Charakteristická hodnota ochlazení:	$\Delta T_{N,noc} = T_{e,min} - T_0 =$	-39,5 °C

<b>Nerovnoměrná změna teploty</b>	
Byl použit běžný postup pro 2. Typ konstrukce dle ČSN EN 1991-1-5, čl. 6.1.4.2.	
<p style="text-align: center;"><i>oteplení</i></p> <p style="text-align: center;"><math>h_1 = 0,6h</math> <math>h_2 = 0,4 m</math></p>	<p style="text-align: center;"><i>ochlazení</i></p>

**3.2.5 Zatížení větrem na most nezatížený dopravou**

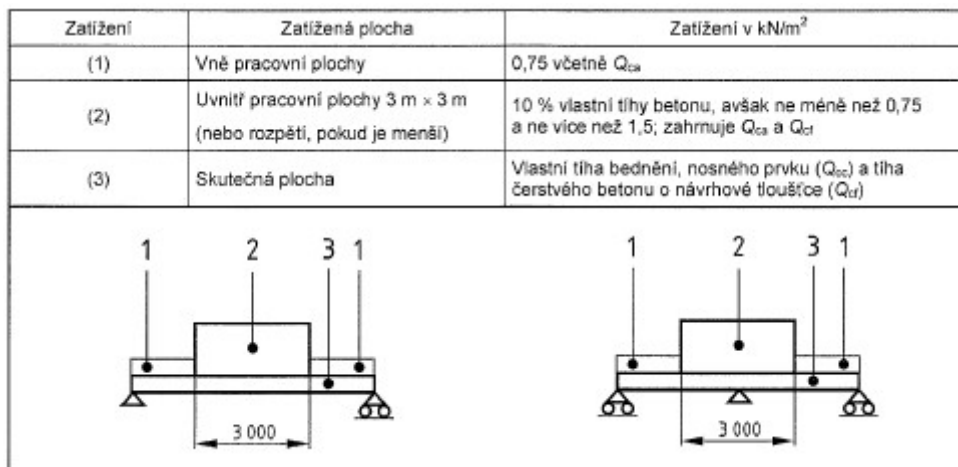
<b>Most nezatížený dopravou</b>
---------------------------------



Výchozí základní rychlost větru:	$v_{b,0} =$	25,0 m/s
Součinitel směru větru:	$C_{dir} =$	1,0
Součinitel ročního období:	$C_{season} =$	1,0
Základní rychlost větru:	$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} =$	25,0 m/s
Výška konstrukce nad terénem:	$z = 3,0 \text{ m} < z_{min} =$	5,0 m
	$< z_{max} =$	200,0 m
Parametr nerovnosti terénu (terén kategorie III):	$z_0 =$	0,3 m
Parametr nerovnosti terénu pro kategorii terénu III:	$z_{0,II} =$	0,05 m
Součinitel terénu:	$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} =$	0,22
Součinitel nerovnosti terénu:	$C_{r(z)} = k_r \cdot \ln(z/z_0) =$	0,619
Součinitel ortografie:	$C_{0(z)} =$	1,0
Střední rychlost větru:	$v_{m(z)} = C_{r(z)} \cdot C_{0(z)} \cdot v_b =$	15,5 m/s
Součinitel turbulence:	$k_1 =$	1,0
Intenzita turbulence:	$I_{v(z)} = k_1 / [C_{0(z)} \cdot \ln(z/z_0)] =$	0,355
Měrná hmotnost vzduchu:	$\rho =$	1,25 kg/m <sup>3</sup>
Základní dynamický tlak větru:	$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 =$	0,39 kN/m <sup>2</sup>
Maximální dynamický tlak větru:	$q_{b(z)} = [1 + 7I_{v(z)}] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_{m(z)}^2 =$	0,52 kN/m <sup>2</sup>
Součinitel expozice:	$C_e = q_{b(z)}/q_b$	1,333
<b>Síly v příčném směru mostu</b>		
Délka nosné konstrukce:	$L_{NK} =$	10,0 m
Šířka mostu:	$b =$	5,5 m
Počet prodyšných zábradlí na mostě:	$n =$	2,0
Průměrná výška nosné konstrukce:	$h =$	1,05 m
Výška vzdorující větru:	$d_{tot} =$	3,05 m
	$b/d_{tot} =$	1,8
Součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců:	$c_{fx,0} =$	2,0
Součinitel síly pro zatížení větrem v příčném směru:	$c_{f,x} = c_{fx,0} =$	2,0
Součinitel zatížení větrem:	$C = C_e \cdot c_{f,x} =$	2,67
<b>Tlak od větru v příčném směru (pro <math>v_b = 25 \text{ m/s}</math>):</b>	$q_{w,x} = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C =$	<b>1,04 kN/m<sup>2</sup></b>
Výška vzdorující větru:	$d_{tot} =$	3,05 m
Zatížení od příčného větru:	$q_{Fwk,x} =$	<b>3,17 kN/m</b>
Excentricita k hornímu povrchu NK:	$e =$	<b>0,65 m</b>
<b>Síly v podélném směru mostu:</b>		
25 % sil od větru v příčném směru:	$q_{Fwk,y} = 0,25 \cdot q_{Fwk,x} =$	<b>0,80 kN/m</b>

### 3.3 Staveništní zatížení

Vně pracovní plochy (1):	$q_{ca,1} =$	0,75 kN/m <sup>2</sup>
Uvnitř pracovní plochy 3x3 m (2):	$q_{ca,2} =$	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Bednění (3):	$q_{cc} =$	0,55 kN/m <sup>2</sup>
Objemová tíha betonu (3):	$q_{cf} =$	25,0 kN/m <sup>3</sup>



Obr. 3.4 – schéma montážního zatížení dle ČSN EN 1991-1-6

### 3.4 Seismické zatížení



Obr. 3.5 – Mapa seismických oblastí

**Seismická oblast:** - oblast k.ú. Hrušovany (okres Chomutov)

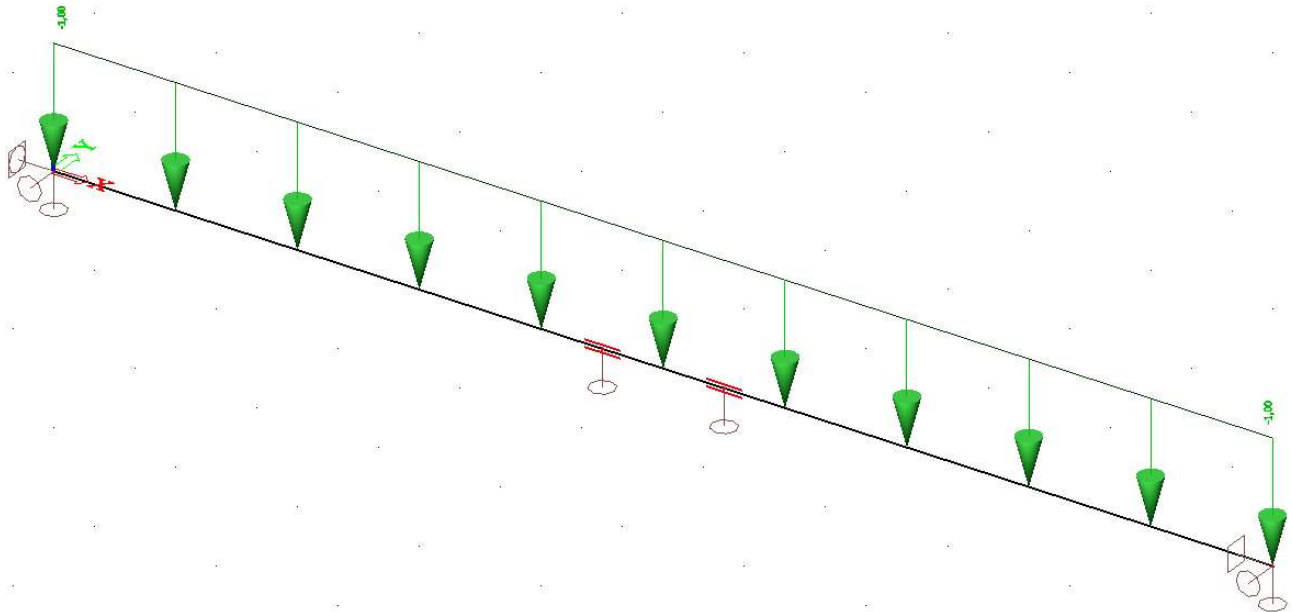
Jedná se o případ malé seismicity → vliv seismicity na konstrukci je zanedbatelný



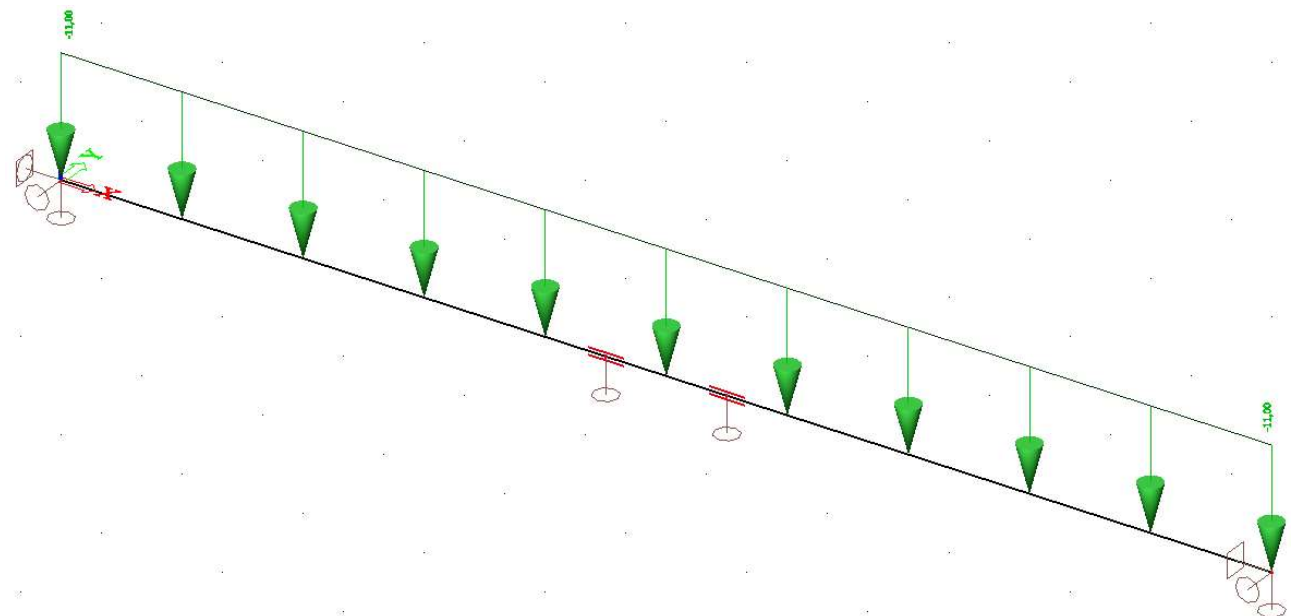
### 3.5 Výsledné kombinační zatěžovací stavy

#### 3.5.1 Montážní stav

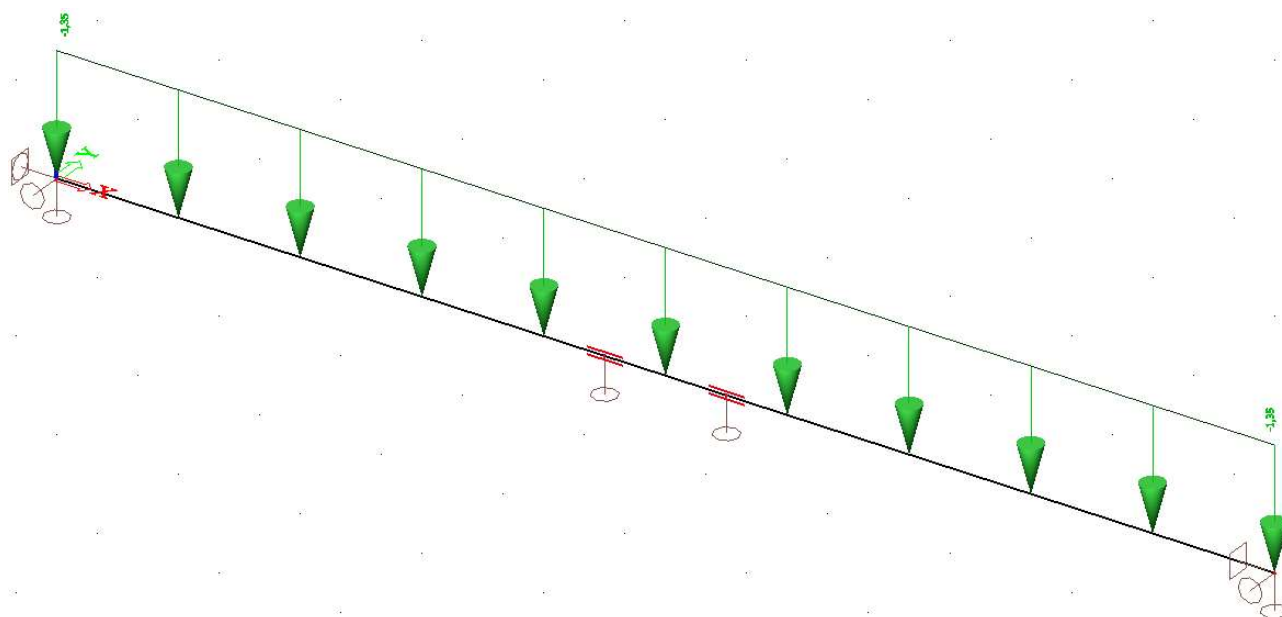
ZS1 - Vlastní tíha ocelových nosníků generována v software. Zatížení uvažováno pro tíhové zrychlení  $10 \text{ m/s}^2$  pro objemové tíhy materiálu  $\rho_{\text{ocel}} = 7850 \text{ kg/m}^3$ .



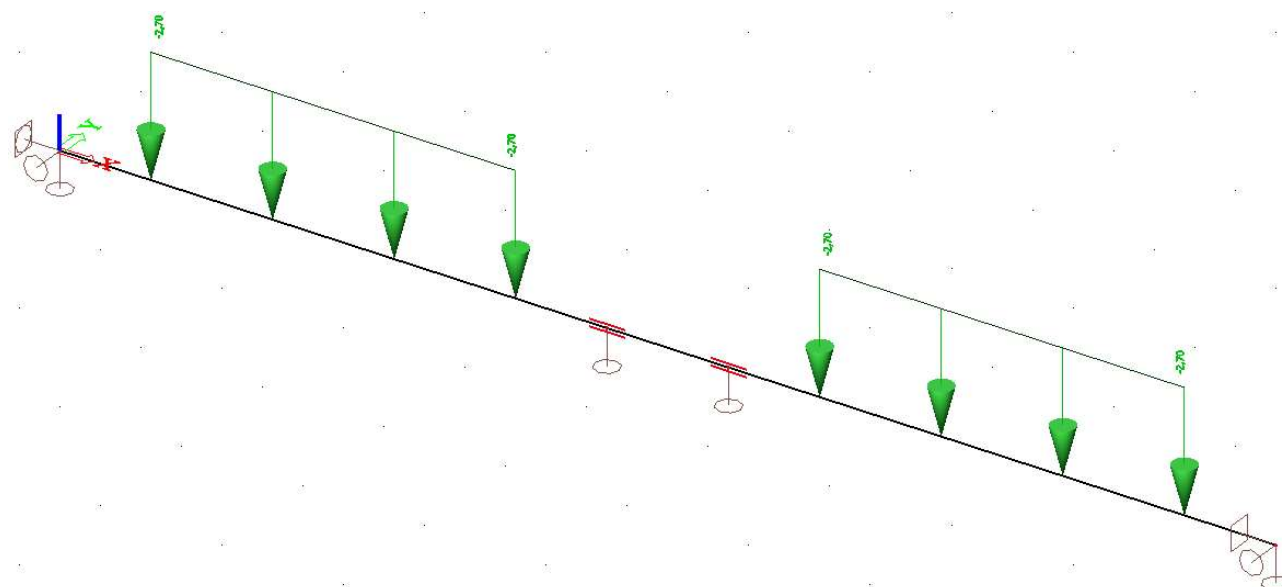
Obr. 3.6 – ZS2 – vlastní tíha bednění – stálé zatížení



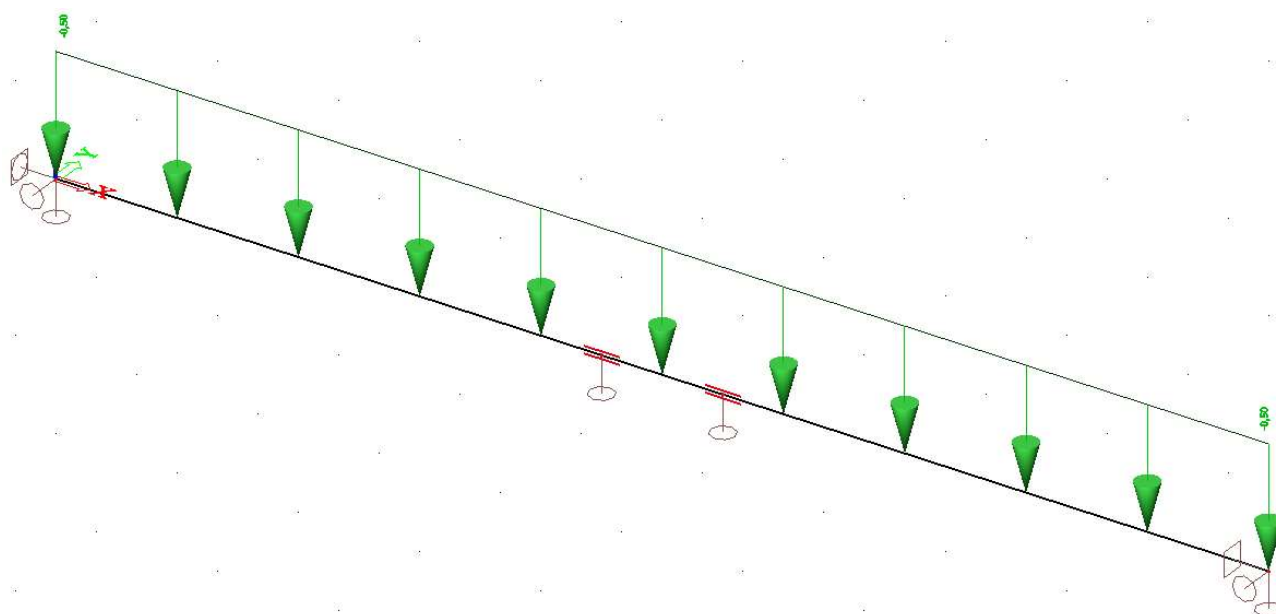
Obr. 3.7 – ZS3 – betonáž mostovky – stálé zatížení



Obr. 3.8 – ZS4 – Staveništní zatížení – proměnné zatížení



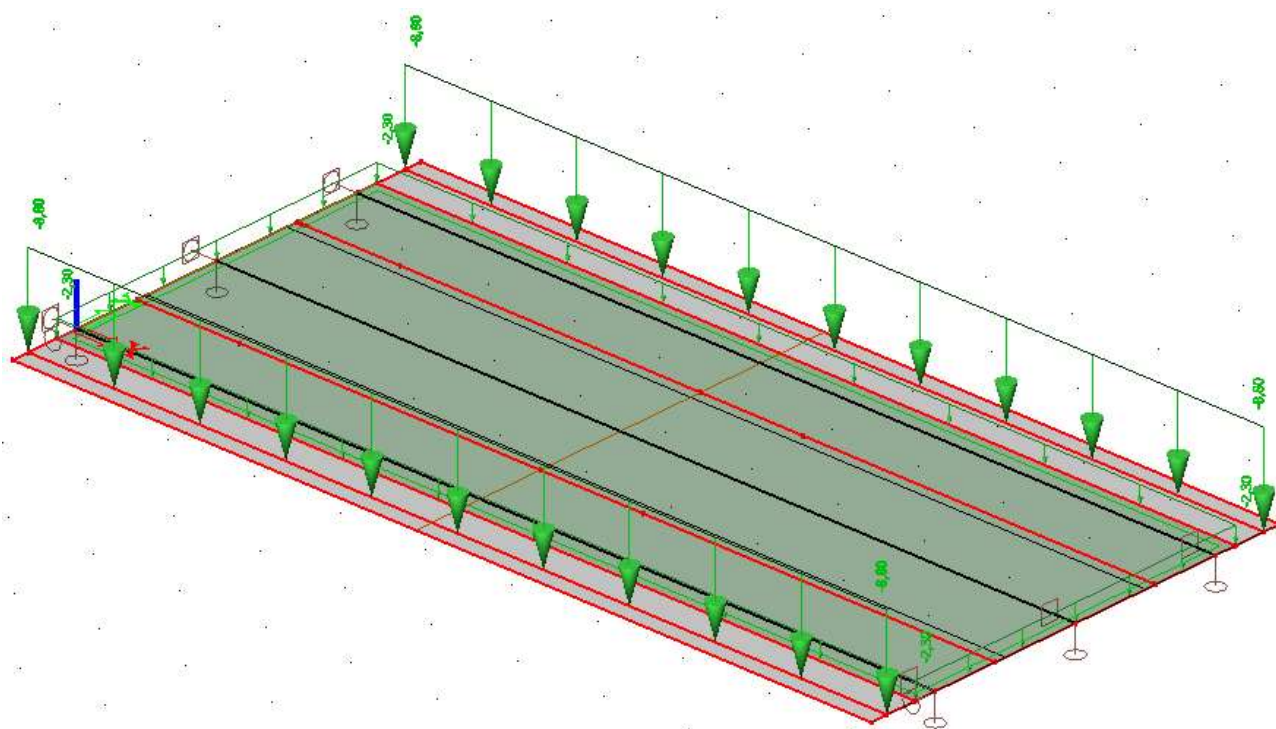
Obr. 3.9 – ZS5 – Zvětšené staveništní zatížení (3x3 m ) – proměnné zatížení



Obr. 3.10 – ZS6 – Nezatvrdlý beton – proměnné zatížení

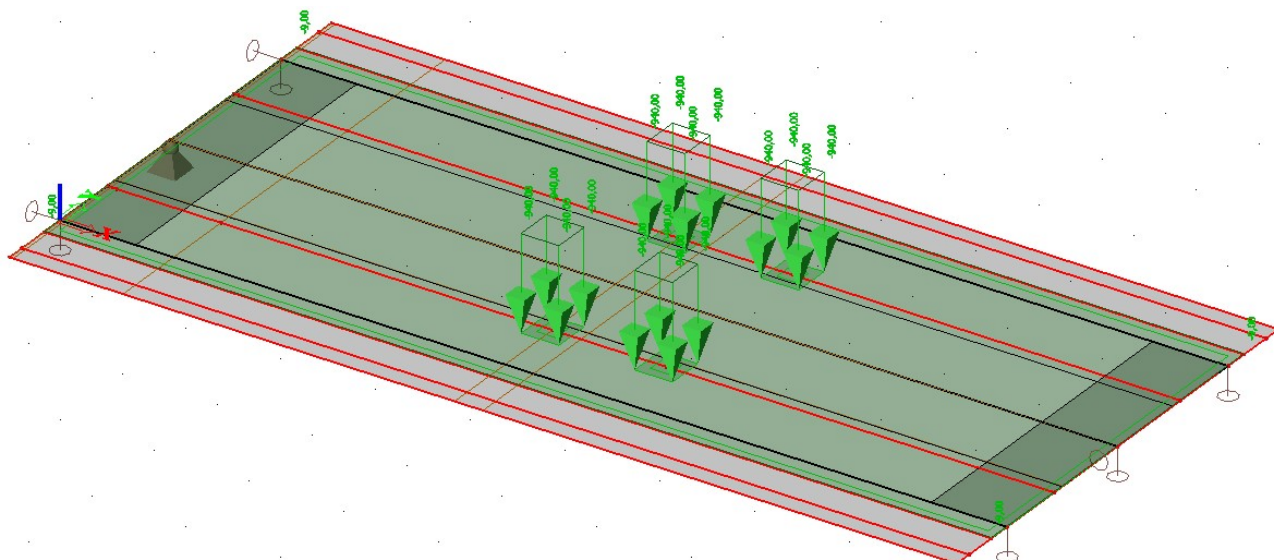
### 3.5.2 Provozní stav

ZS1 - Vlastní tíha ocelových nosníků a železobetonové desky generována v software. Zatížení uvažováno pro tíhové zrychlení  $10 \text{ m/s}^2$  pro objemové tíhy materiálu  $\rho_{\text{ocel}} = 7850 \text{ kg/m}^3$ ,  $\rho_{\text{beton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$ .

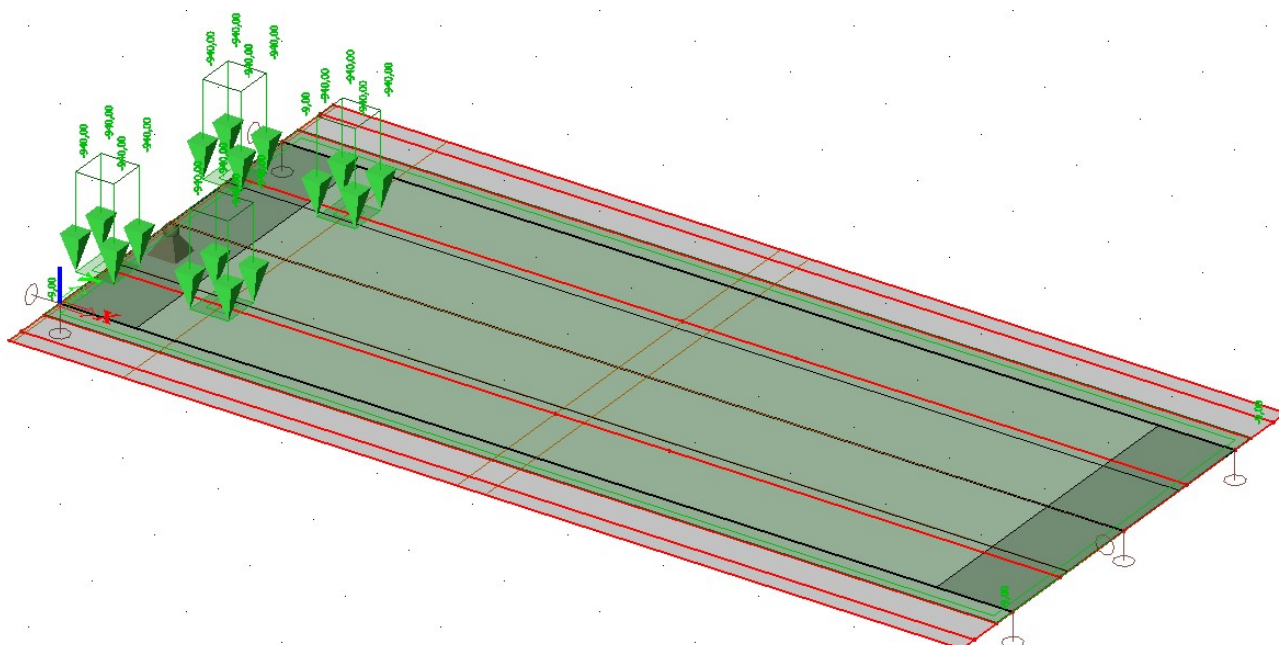


Obr. 3.11 – ZS7 – Ostatní stálé zatížení – (římky, svodidla, vozovka)





Obr. 3.12 – ZS8 – LM1 (dvounáprava + rovnoměrné užité zátížení) – max M – proměnné zátížení



Obr. 3.13 – ZS9 - LM1 (dvounáprava + rovnoměrné užité zátížení) – max Q – proměnné zátížení



## 4 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

### 4.1 Kombinace zatížení teplotou

(podle ČSN EN 1991-1-5, čl. 6.1.5)

$$\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N = \Delta T_M + 0,35 \Delta T_N$$

$$\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N = 0,75 \Delta T_M + \Delta T_N$$

$\Delta T_M$  ... nerovnoměrná změna teploty (oteplení nebo ochlazení)

$\Delta T_N$  ... rovnoměrná změna teploty (oteplení nebo ochlazení)

### 4.2 Vícesložkové sestavy zatížení

Zatížení	Značka		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
	(LM1+zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	0,75	0
	gšwsr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	0	0
Zatížení větrem	$F_{wk}$				
	- Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	- Provádění		0,8	-	0
	$F_w^*$		1,0	-	-
Zatížení teplotou	$T_k$		0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0,8	-	-
Staveništní zatížení	$Q_c$		1,0	-	1,0

1) doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  a  $\psi_2$  pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům  $\alpha_{Qi}$ ,  $\alpha_{qi}$ ,  $\alpha_{qr}$  a  $\beta_Q$  rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů  $\alpha$ . Např. hodnota  $\psi_2$  jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

2) Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele  $\psi_0$  a  $\psi_1$  odpovídají této hodnotě.

3) Doporučenou hodnotu  $\psi_0$  pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.





		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		svislé síly				vodorovné síly		pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Sestavy zatížení	Zatěžovací systém	LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé síly a příčné síly	rovnoměrné zatížení
	gr1a	charakteristické hodnoty				a)	a)	kombinační hodnota <sup>b)</sup>
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty <sup>b)</sup>				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 <sup>d)</sup>							charakteristická hodnota <sup>c)</sup>
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota <sup>b)</sup>
	gr5	viz příloha A		charakteristická hodnota				
		Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)						
a)	Lze definovat v národní příloze							
b)	Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota 3 kN/m <sup>2</sup>							
c)	Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou chodníků, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.							
d)	Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4							

		VOZOVKA		CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		svislé síly		
Odkaz		4.3.2	4.3.3	5.3.2(1)
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	častá hodnota		
	gr1b		častá hodnota	
	gr3			častá hodnota <sup>a)</sup>
<sup>a)</sup>		Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou chodníků, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.		



### 4.3 Celkové kombinace MSÚ a MSP

Kombinace pro lineární statickou analýzu v mezním stavu únosnosti jsou sestaveny dle EC ČSN EN 1990 rovnice 6.10 (1) (STR/GEO).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

Kombinace v montážním a provozním stavu nejsou v základní rovnici uváženy s vlivem nerovnoměrné teploty. Vliv teploty bude dále zahrnut v posudku separátně.

Kombinace pro návrh konstrukce z hlediska mezního stavu použitelnosti jsou sestaveny dle EC EN 1990 rovnice 6.14b (2) charakteristické kombinace pro nevratné mezní stavy a 6.16 (3) kvazi-stálé kombinace pro dlouhodobé účinky zatížení a vzhled konstrukce.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3)$$

#### 4.3.1 Montážní stav – maximální namáhání ocelového profilu - MSÚ

$$1,35 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS3) + 1,5 \cdot (ZS4 + ZS5 + ZS6) - \text{návrhová kombinace}$$

#### 4.3.2 Provozní stav - MSÚ

$$1,35 \cdot (ZS1 + ZS7) + 1,5 \cdot ZS8 - \text{maximální ohybový moment}$$

$$1,35 \cdot (ZS1 + ZS7) + 1,5 \cdot ZS9 - \text{maximální posouvající síla}$$

#### 4.3.3 Montážní stav – maximální průhyb ocelového profilu - MSP

$$1,0 \cdot (ZS1 + ZS2 + ZS3) + 1,0 \cdot (ZS4 + ZS5 + ZS6) - \text{charakteristická/kvazi-stálá kombinace}$$

#### 4.3.4 Provozní stav – MSP

$$1,0 \cdot (ZS1 + ZS7) + 0,75 \cdot ZS8 - \text{maximální průhyb – krátkodobé zatížení}$$

$$1,0 \cdot (ZS1 + ZS7) - \text{maximální průhyb – dlouhodobé zatížení}$$

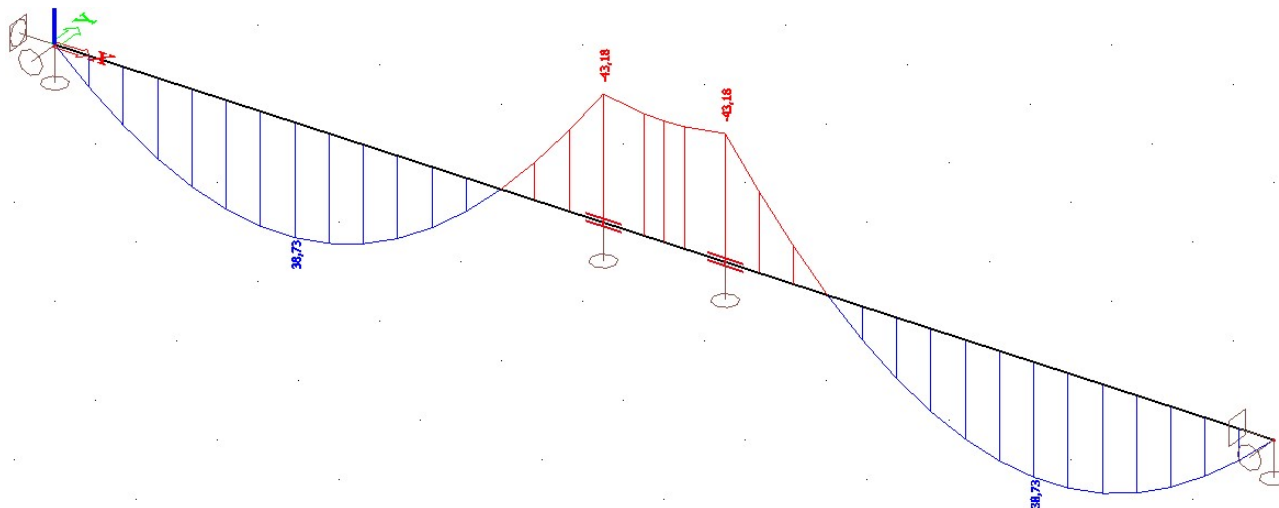
$$1,0 \cdot (ZS1 + ZS7) + 0,75 \cdot ZS9 - \text{maximální posouvající síla – krátkodobé zatížení}$$



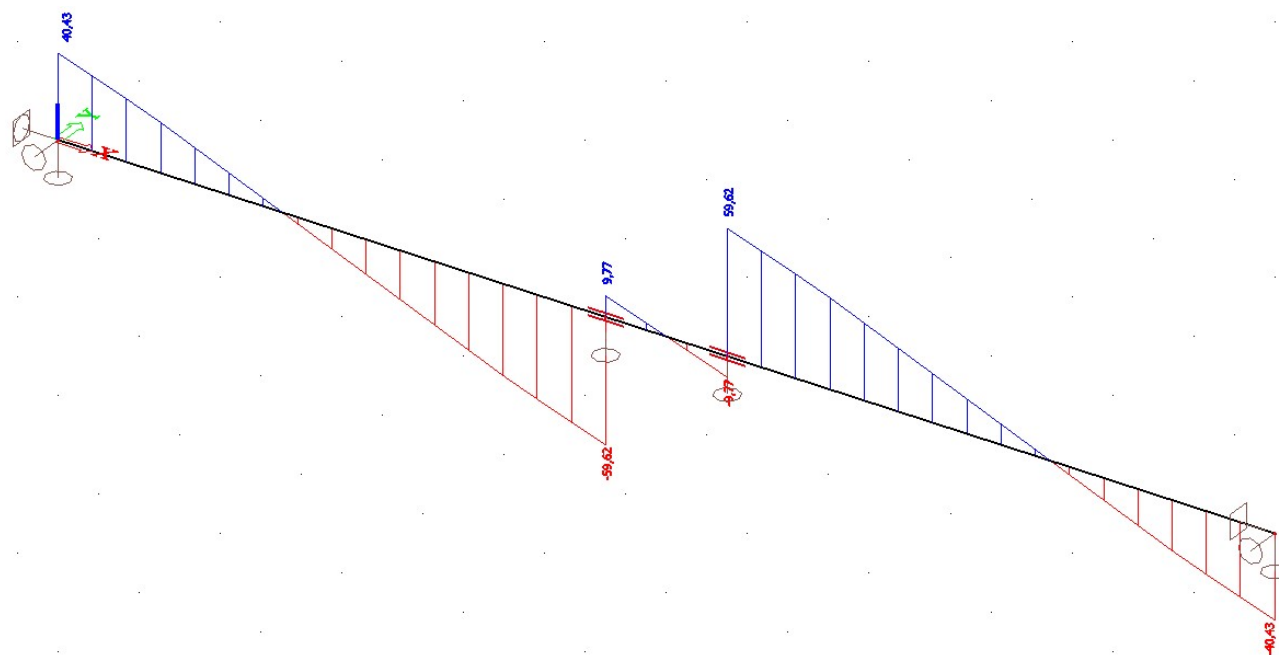
## 5 POSOUZENÍ KONSTRUKCE MOSTOVKY

### 5.1 Montážní stav – MSÚ

#### 5.1.1 Vnitřní síly



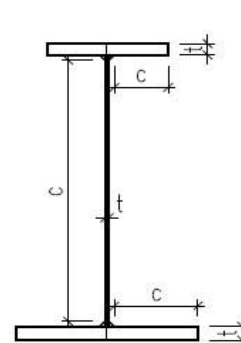
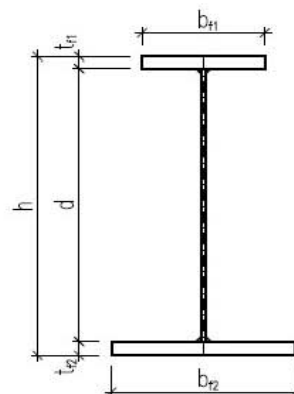
Obr. 5.1 – Návrhový ohybový moment – montážní stav MSÚ



Obr. 5.2 – Návrhová smyková síla – montážní stav MSÚ

## 5.1.2 Posudek ocelového profilu v MSÚ

POSOUZENÍ NOSNÍKU PŘI MONTÁŽI			
Posouzení dle ČSN EN 1993-1-1 a 1993-1-5, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla a pozemní stavby a boulení stěn			
<b>1) VÝPOČET TŘÍDY PROFILU A PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK :</b>			
<b>a) Rozměry svařovaného profilu</b>			
<b>Materiál :</b>	Ocel	S 355	
	$t_{\min}$	20	mm ... tloušťka horní pásnice
	$f_y$	355	MPa ... mez kluzu oceli
	$f_u$	510	MPa ... mez pevnosti oceli
<b>Geometrie profilu:</b>	$h$	800	mm ... výška profilu
	$b_{f1}$	150	mm ... šířka horní pásnice
	$t_{f1}$	15	mm ... tloušťka horní pásnice
	$b_{f2}$	200	mm ... šířka spodní pásnice
	$t_{f2}$	20	mm ... tloušťka spodní pásnice
	$t_w$	8	mm ... tloušťka stojiny
	$d$	765	mm ... čistá výška stojiny
<b>b) Výpočet průřezových charakteristik</b>			
<b>Ocelový celý průřez:</b>	$A_i$	12370	mm <sup>2</sup> ... plocha ocelového průřezu
	$e_{z1}$	7.5	mm ... excentricita horní pásnice
	$e_{z2}$	402.5	mm ... excentricita stojiny
	$e_{z3}$	792.5	mm ... excentricita dolní pásnice
	$e_{z,d}$	345.71	mm ... těžiště průřezu od spodních vláken
	$I_y$	1.2251E+09	mm <sup>4</sup> ... moment setrvačnosti profilu
	$W_{el,y,d}$	3543640.8	mm <sup>3</sup> ... elastický průřezový modul k dolním vláknům
	$W_{el,y,h}$	2696665.5	mm <sup>3</sup> ... elastický průřezový modul k horním vláknům
<b>c) Zatřídění profilu</b>			
	$\epsilon$	0.81	[-]
	$\alpha$	0.574	[-]
	$\psi$	-0.741	[-]



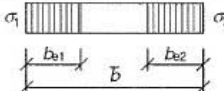
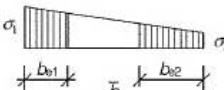
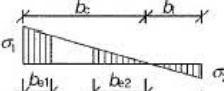
**Tlačená pásnice:**

	limit $c/t$		$c$	$t$	$c/t$	výsledná třída
třída 1	9€	7.32	71	15	4.73	VYHOVUJE
třída 2	10€	8.14	71	15	4.73	VYHOVUJE
třída 3	14€	11.39	71	15	4.73	VYHOVUJE
<b>PÁSNICE - TŘÍDA 1</b>						

**Stojina:**

	$\alpha, \psi$	limit $c/t$	$c$	$t$	$c/t$	výsledná třída
třída 1	$\alpha > 0.5$	49.84	765	8	95.6	NEVYHOVUJE
	$\alpha \leq 0.5$	---	765	8	95.6	---
třída 2	$\alpha > 0.5$	57.39	765	8	95.6	NEVYHOVUJE
	$\alpha \leq 0.5$	---	765	8	95.6	---
třída 3	$\psi > -1$	80.34	765	8	95.6	NEVYHOVUJE
	$\psi \leq -1$	---	765	8	95.6	---
<b>STOJINA - TŘÍDA 4</b>						

**d) Výpočet efektivního řezu dle ČSN EN 1993-1-5**

Průběh napětí (tlak označen kladně)				Účinná <sup>P</sup> šířka $b_{eff}$		
				$\psi = 1$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Součinitel kritického napětí $k_{\sigma}$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

$k_{\sigma} =$	17.85	[-]	... součinitel kritického napětí
$\bar{\lambda}_p =$	0.980	[-]	... poměrná štíhlost ekvivalentní stěny
$\rho =$	0.891	[-]	... součinitel boulení stěny
$b_{eff} =$	391.6	mm	... účinná výška tlačené části stojiny
$b_{e,1} =$	156.6	mm	...
$b_{e,2} =$	235.0	mm	...
$b_d =$	560.7	mm	... spodní část stojiny profilu
$b_h =$	156.6	mm	... horní část stojiny profilu
$n_{eff} =$	47.7	mm	... výška neefektivní části stojiny

**e) Výpočet výpočet průřezových charakteristik efektivního průřezu**

$A_{\text{eff}} =$	11988.5	mm <sup>2</sup>	... efektivní plocha průřezu
$e_b =$	338.3	mm	... vzdálenost těžiště od spodních vláken
$e_t =$	461.7	mm	... vzdálenost těžiště od horních vláken
$I_{y,\text{eff}} =$	1192047554	mm <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti efektivního průřezu
$W_{\text{el},y,d,\text{eff}} =$	3523563.1	mm <sup>3</sup>	... elastický průřezový modul efektivního průřezu - spodní vlákna
$W_{\text{el},y,h,\text{eff}} =$	2581907.6	mm <sup>3</sup>	... elastický průřezový modul efektivního průřezu - horní vlákna

**2) POSUDEK PROFILU V MONTÁŽNÍM STAVU :**

**a) Vnitřní síly**

$M_{y,Ed} =$	40	kNm	... návrhový ohybový moment nejvíce zatíženého nosníku
$V_{z,Ed} =$	60	kN	... návrhová posouvající síla nejvíce zatíženého nosníku

**b) Výpočet pružného kritického momentu**

$E =$	210000	MPa	... modul pružnosti oceli
$G =$	81000	MPa	... smykový modul pružnosti
$l_{LT} =$	4500	mm	... délka úseku s vlivem klopení (příčné držení)
$k_y =$	1	[-]	
$k_z =$	1	[-]	
$k_w =$	1	[-]	
$I_{fc} =$	4218750	mm <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti tlačené pásnice (k ose z)
$I_{ft} =$	13333333.33	mm <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti tažené pásnice (k ose z)
$\psi_f =$	-0.52	[-]	... parametr nesymetrie průřezu
$I_z =$	17556163.33	mm <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti průřezu (k ose z)
$I_w =$	1.96274E+12	mm <sup>6</sup>	... výsečový moment setrvačnosti
$I_t =$	832643.3	mm <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti v prostém kroucení
$z_g =$	609.8	mm	... souřadnice působíště zatížení vzhledem ke středu smyku
$z_s =$	148.06	mm	... souřadnice středu smyku vzhledem k těžišti průřezu
$z_a =$	461.7	mm	... souřadnice působíště zatížení vzhledem k těžišti průřezu
$z_j =$	-182.9	mm	...
$\kappa_{wt} =$	1.73	[-]	
$\zeta_g =$	3.15	[-]	
$\zeta_j =$	-0.94	[-]	
$C_1 =$	1.13	[-]	
$C_2 =$	0.46	[-]	
$C_3 =$	0.53	[-]	
$\mu_{cr} =$	1.20	[-]	... bezrozměrný kritický moment
$M_{cr} =$	<b>418.6</b>	<b>kNm</b>	... pružný kritický moment

**c) Celkové posouzení profilu v MSÚ**

$\bar{\lambda}_{LT} =$	1.480	[-]	... poměrná štíhlost
$\alpha_{LT} =$	0.76	[-]	... součinitel imperfekce při klopení - křivka "d"
$\bar{\lambda}_{LT,0} =$	0.4	[-]	
$\beta =$	0.75	[-]	
$\phi_{LT} =$	1.731	[-]	
$\chi_{LT} =$	0.345	[-]	... součinitel klopení nosníku
$M_{y,Ed} =$	<b>40</b>	<b>kNm</b>	
$M_{b,Rd} =$	<b><u>316.5</u></b>	<b>kNm</b>	

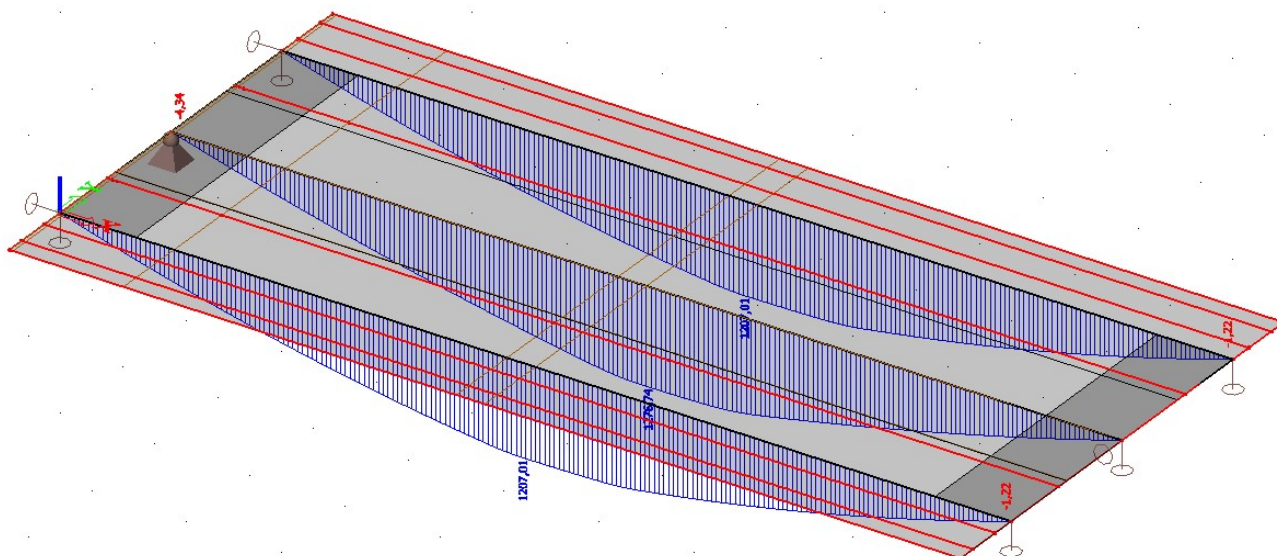
**NOSNÍK VYHOVUJE PŘI MONTÁŽI V MSÚ**



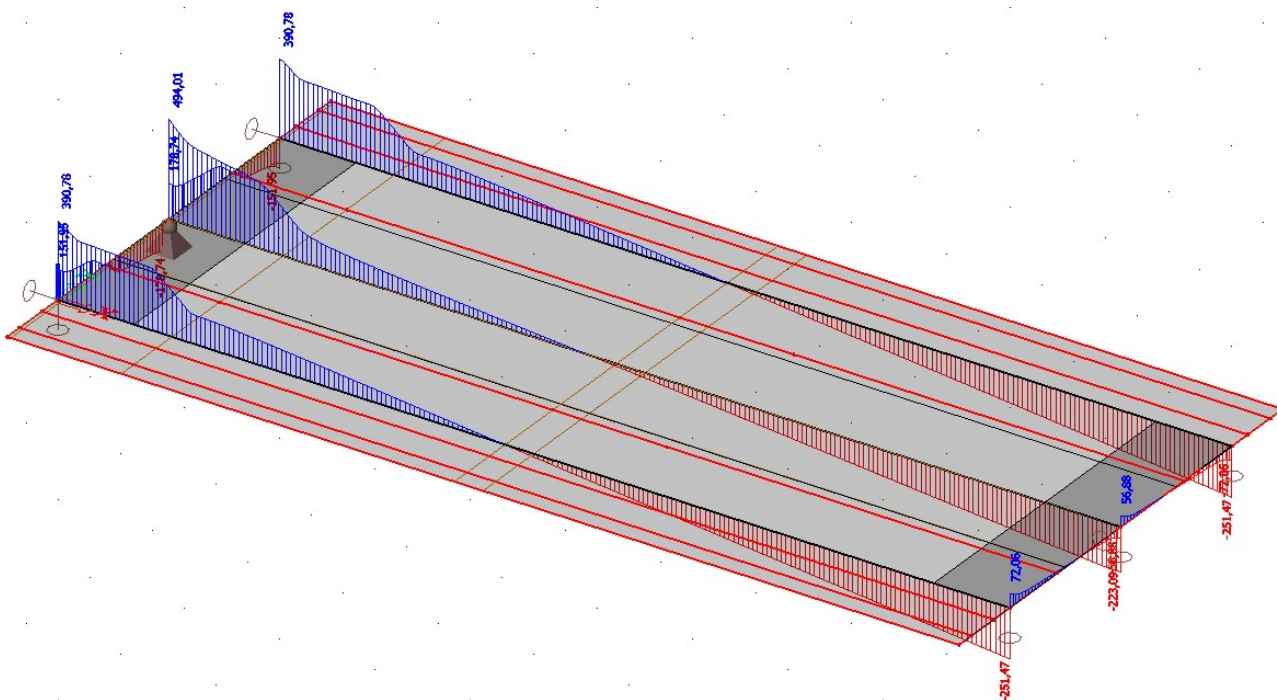


## 5.2 Spřažený průřez – celkový posudek v MSÚ a MSP

### 5.2.1 Vnitřní síly od kombinací v provozním stavu mostu



Obr. 5.3 – Maximální ohybový moment  $M_{y,Ed}$  od kombinace zatížení

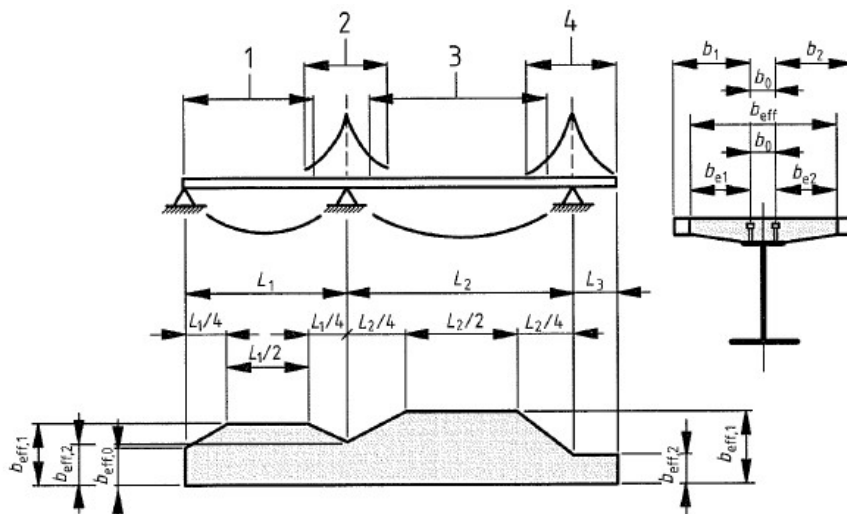


Obr. 5.4 – Maximální posouvající síla  $V_{z,Ed}$



## 5.2.2 Schéma spolupůsobících šířek ŽB desky

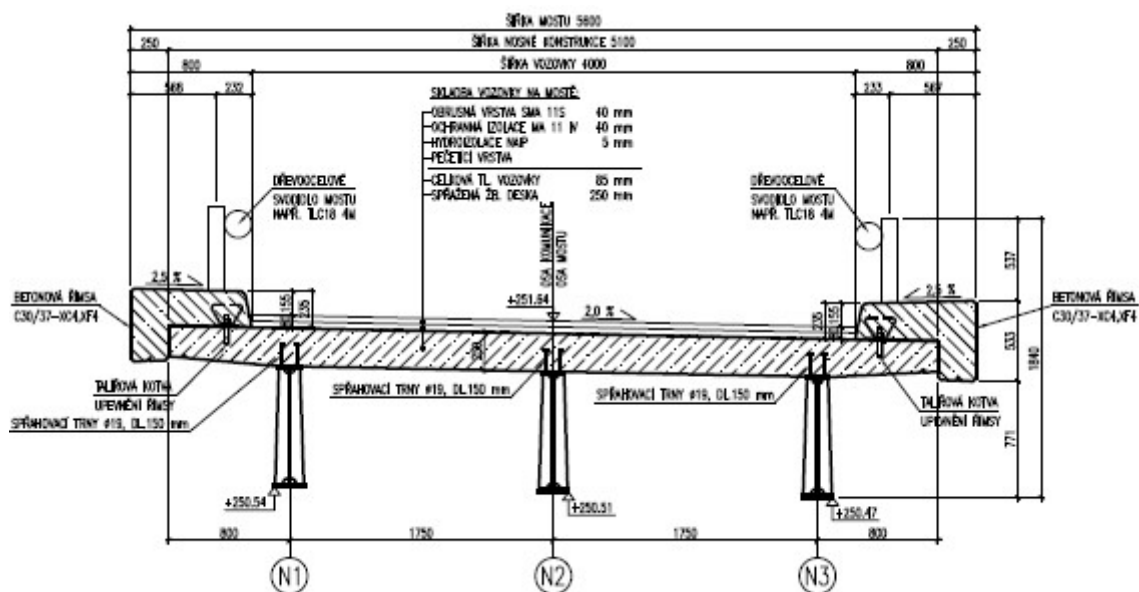
Výpočet smykového ochabnutí desky byl proveden podle čl. 5.4.1.2 ČSN EN 1994-2.



### Legenda

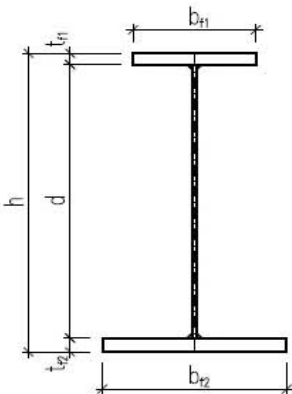
- 1  $L_e = 0,85L_1$  pro  $b_{eff,1}$
- 2  $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$  pro  $b_{eff,2}$
- 3  $L_e = 0,70L_2$  pro  $b_{eff,1}$
- 4  $L_e = 2L_3$  pro  $b_{eff,2}$

Obr. 5.5 – Schéma smykového ochabnutí desky dle velikosti rozpětí mezi podporami



Obr. 5.6 – Konstruktivní schéma příčného řezu mostu

## 5.2.3 Posouzení spřaženého průřezu v MSÚ

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO PROFILU				
Posouzení ČSN EN 1994-2. Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty				
<b>1) VÝPOČET TŘÍDY PROFILU A PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK :</b>				
<b>a) Rozměry svařovaného profilu</b>				
<b>Materiál :</b>	Ocel	S 355		
	$t_{min}$	20	mm	... tloušťka horní pásnice
	$f_y$	355	MPa	... mez kluzu oceli
	$f_u$	510	MPa	... mez pevnosti oceli
<b>Geometrie profilu:</b>	$h$	800	mm	... výška profilu
	$b_{f1}$	150	mm	... šířka horní pásnice
	$t_{f1}$	15	mm	... tloušťka horní pásnice
	$b_{f2}$	200	mm	... šířka spodní pásnice
	$t_{f2}$	20	mm	... tloušťka spodní pásnice
	$t_w$	8	mm	... tloušťka stojiny
	$d$	765	mm	... čistá výška stojiny
				
<b>2) POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO NOSNÍKU :</b>				
<b>a) Návrhové pevnosti materiálů</b>				
<b>Materiál :</b>	Ocel	S 355	Beton	C 30/37
	$f_y$	355	MPa	... mez kluzu oceli
	$\gamma_s$	1.0	[-]	
	$f_{yd}$	355	MPa	... mez pevnosti oceli
	$E_a$	210000	MPa	... modul pružnosti oceli
	$f_{ck}$	30	MPa	... charakteristická pevnost betonu
	$\gamma_c$	1.5	[-]	
	$f_{cd}$	20.00	MPa	... návrhová pevnost betonu
	$f_{cm}$	38	MPa	... pevnost v tlaku - střední hodnota
	$E_c$	32000	MPa	... modul pružnosti betonu
<b>b) Výpočet průřezových charakteristik</b>				
<b>Ocelový průřez:</b>				
	$A_i$	12370	mm <sup>2</sup>	... plocha ocelového průřezu
	$e_{z1}$	10	mm	... excentricita horní pásnice
	$e_{z2}$	402.5	mm	... excentricita stojiny
	$e_{z3}$	792.5	mm	... excentricita dolní pásnice
	$e_{z,d}$	346.52	mm	... těžiště průřezu od spodních vláken
	$I_y$	1.2183E+09	mm <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti profilu
	$W_{el,y,d}$	3515902.0	mm <sup>3</sup>	... elastický průřezový modul k dolním vláknům
	$W_{el,y,h}$	2686594.0	mm <sup>3</sup>	... elastický průřezový modul k horním vláknům

### Betonový průřez:

$h_d =$	250	mm	... výška betonové desky
$b_{eff} =$	$b_0 + \sum b_{e,i}$		
$b_{e,i} =$	$\max(L_e/8, b_i)$		
$L =$	10000	mm	... délka nosníku
$b_0 =$	0	mm	... rozteč mezi spřahovacími trny
$b_e =$	1750.0	mm	... celková šířka definovaného průřezu
$b_1 =$	875.0	mm	... šířka poloviny desky
$b_2 =$	875.0	mm	... šířka poloviny desky
$b_{e,i} =$	1250.0	mm	... efektivní šířka poloviny desky
$b_{eff} =$	<b>1750.0</b>	<b>mm</b>	... vypočtená efektivní šířka
$A_{eff} =$	<b>437500</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	... efektivní plocha betonového průřezu

### c) Posudek spřaženého průřezu v MSÚ

#### Poloha neutrální osy průřezu:

$x =$	147.6	mm	neutrální osa prochází deskou
-------	-------	----	-------------------------------

#### Moment únosnosti spřaženého průřezu:

$A_c =$	258314.7	mm <sup>2</sup>	
$N_c =$	5166.3	kN	
$e_c =$	73.8	mm	
$A_a =$	12370	mm <sup>2</sup>	
$N_a =$	4391.35	kN	
$e_{Na1} =$	555.9	mm	
$M_{y,Ed} =$	<b>1300</b>	<b>kNm</b>	
$M_{pl,Rd} =$	<b>2822.3</b>	<b>kNm</b>	

**Průřez vyhovuje na ohybovou únosnost v MSÚ**

#### Únosnost ve smyku:

průřezové charakteristiky:

$A_{vz} =$	6120	mm <sup>2</sup>	
$V_{Ed} =$	<b>600</b>	<b>kN</b>	
$V_{pl,Rd} =$	<b>1254.4</b>	<b>kN</b>	

**Malý smyk - není nutná interakce s ohybovým momentem - profil VYHOVUJE**



## 5.2.4 Posouzení spřaženého průřezu v MSP

VÝPOČET PRACOVNÍCH SOUČINITELŮ						
	OCEL	KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	SMRŠŤOVÁNÍ	JEDNOTKY	ŽIVOTNOST
$E_a$	210000	210000	210000	210000	MPa	
$E_c$	-	32000	32000	32000	MPa	
$\eta_0 = E_a/E_c$	-	6.56	6.56	6.56	-	
$\psi_L$	-	0	1.1	0.55	-	
$A_c$	-	437500.0	437500.0	437500.0	mm <sup>2</sup>	
$u$	-	3500.0	3500.0	3500.0	mm	
$h_0 = 2A_c/u$	-	250.0	250.0	250.0	mm	
$t$	-	1	36500	36500	den	100 let
$t_0$	-	1	60	1	den	
$R_H$	-	80	80	80	%	
$f_{cm}$	-	38	38	38	MPa	
$\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7}$	-	0.944	0.944	0.944	-	
$\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0.2}$	-	0.984	0.984	0.984	-	
$\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0.5}$	-	0.960	0.960	0.960	-	
$\beta_H$	-	794.78	794.78	794.78	-	
$\beta_c$	-	0	0.99355	0.99356	-	
$\phi_{RH}$	-	1.295	1.295	1.295	-	
$\beta_{(f_{cm})}$	-	2.725	2.725	2.725	-	
$\beta_{(t_0)}$	-	0.909	0.422	0.909	-	
$\phi_0$	-	3.208	1.490	3.208	-	
$\phi_t$	-	0	1.481	3.187	-	
$\eta_L$	-	6.56	17.25	18.07	-	



VÝPOČET PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK						
PRŮŘEZ		OCEL	KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ	DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ	SMRŠŤOVÁNÍ	JEDNOTKY
<b>BETON</b>						
prac. Součinitel	$\eta_L$	-	6.56	17.25	18.07	-
šířka	$b_c$	0	1750	1750	1750	mm
ideální šířka	$b_{cl}$	0	266.7	101.4	96.9	mm
tloušťka	$t_{cl}$	0	250	250	250	mm
<b>OCEL</b>						
š. horní pásnice	$b_{Ft}$	150	150	150	150	mm
tl. horní pásnice	$t_{Ft}$	15	15	15	15	mm
tl. stěny	$t_w$	8	8	8	8	mm
v. stěny	$h_w$	765	765	765	765	mm
š. dolní pásnice	$b_{Fb}$	200	200	200	200	mm
tl. dolní pásnice	$t_{Fb}$	20	20	20	20	mm
celková výška	$h_{steel}$	800	800	800	800	mm
<b>IDEÁLNÍ PRŮŘEZ</b>						
výška	$h_l$	800	1050	1050	1050	mm
plocha	$A_l$	12370	79036.7	37731.0	36585.6	mm <sup>2</sup>
stat. moment k dol. líci	$S_{y0}$	4286425	65953091.7	27745372.8	26685839.8	mm <sup>3</sup>
poloha těžiště	$e_t$	-453.5	-215.5	-314.7	-320.6	mm
	$e_b$	346.5	834.5	735.3	729.4	mm
moment setrvačnosti	$I_{ly}$	1218322587	5057187925	4132800715	4084345186	mm <sup>4</sup>
beton-horní líc	$W_{ly,ct}$	-	-23463087.5	-13134445.6	-12740034.1	mm <sup>3</sup>
beton-dolní líc	$W_{ly,cb}$	-	146746967.8	-63922196.5	-57858974.4	mm <sup>3</sup>
ocel-horní líc	$W_{ly,at}$	-2686594.0	146746967.8	-63922196.5	-57858974.4	mm <sup>3</sup>
ocel-dolní líc	$W_{ly,ab}$	3515902.0	6060417.6	5620209.42	5599529.68	mm <sup>3</sup>

VÝPOČET NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ V MSP						
NAPĚTÍ V MSP		ZAČÁTEK PROVOZU t = 60 dní				
		montážní	dlouhodobé	krátkodobé	celkem	
	Moment $M_k$	40	120	650		kNm
	průřez	ocelový	krátkodobý	krátkodobý		
	$\eta$	-	6.56	6.56		-
beton - horní líc	$M/(W*N)$	-	-0.78	-4.22	<b>-5.00</b>	MPa
beton - dolní líc	$M/(W*N)$	-	0.12	0.67	<b>0.80</b>	MPa
ocel - horní líc	$M/W$	-14.9	0.82	4.43	<b>-9.64</b>	MPa
ocel - dolní líc	$M/W$	11.4	19.80	107.25	<b>138.43</b>	MPa

VÝPOČET NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ V MSP						
NAPĚTÍ V MSP		ZAČÁTEK PROVOZU t = 36500 dní				
		montážní	dlouhodobé	krátkodobé	celkem	
	Moment $M_k$	40	120	650		kNm
	průřez	ocelový	dlouhodobý	krátkodobý		
	$\eta$	-	17.25	6.56		-
beton - horní líc	$M/(W*N)$	-	-0.53	-4.22	<b>-4.75</b>	MPa
beton - dolní líc	$M/(W*N)$	-	-0.11	0.67	<b>0.57</b>	MPa
ocel - horní líc	$M/W$	-14.89	-1.88	4.43	<b>-12.34</b>	MPa
ocel - dolní líc	$M/W$	11.38	21.35	107.25	<b>139.98</b>	MPa

### Posudek ocelového profilu

$$f_{y,k} = 355 \text{ MPa} \geq \sigma_{a,d} = 140 \text{ MPa} \rightarrow \text{posudek oceli v tahu VYHOVUJE}$$

### Posudek betonu

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \geq \sigma_{c,h} = 5,0 \text{ MPa} \rightarrow \text{posudek betonu v tlaku VYHOVUJE}$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa} \geq \sigma_{c,d} = 0,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{posudek betonu v tahu VYHOVUJE}$$



### 5.2.5 Vliv dotvarování smrštění betonové desky

ÚČINEK SMRŠŤOVÁNÍ BETONU				
Posouzení dle ČSN EN 1992-1-1 ed.2, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby				
<b>1) VÝPOČET ÚČINKU SMRŠŤOVÁNÍ BETONU :</b>				
<b>Vstupní parametry :</b>				
$f_{ck} =$	30	MPa	...	charakteristická pevnost betonu
$f_{cm} =$	38	MPa	...	pevnost v tlaku - střední hodnota
$f_{cm0} =$	10	MPa		
$t =$	36500	dny	...	návrhová životnost konstrukce
$RH =$	80	%	...	relativní vlhkost
$RH_0 =$	100	%	...	počáteční vlhkost
$\alpha_{ds1} =$	4	[-]	...	součinitel druhu cementu
$\alpha_{ds2} =$	0.12	[-]	...	součinitel druhu cementu
$s =$	0.25	[-]	...	součinitel dle typu cementu
<b>a) Autogenní smrštění betonu</b>				
$\beta_{as}(t) =$	1	[-]		
$\varepsilon_{ca}(\infty) =$	0.00005	[-]		
$\varepsilon_{ca}(t) =$	0.00005	[-]		
<b>b) Smršťování vysycháním betonu</b>				
$\beta_{RH} =$	0.756	[-]		
$f_{cm}(t) =$	48.5	MPa	...	pevnost betonu v čase
$\varepsilon_{cd,0} =$	0.000237237	[-]	...	přetvoření od vysychání betonu
$\varepsilon_{cs} =$	<u>0.000287237</u>	[-]	...	celkové poměrné smršťování
<b>2) VNITŘNÍ SÍLY OD PŘETVOŘENÍ :</b>				
Pozn.: Napětí v desce v prvním kroku od celkového přetvoření uvážíme pro podélně drženou desku. V druhém kroku držení uvolníme a spřažený průřez zatížíme tlakovou silou $N_c$ působící v těžišti desky.				
<b>a) Napětí v desce</b>				
$E_c =$	11623.5	MPa	...	modul pružnosti betonové desky na konci životnosti
$\sigma_c =$	<u>3.3</u>	MPa	...	napětí v desce od celkového poměrného smrštění
<b>b) Vnitřní síly od přetvoření</b>				
$N_c =$	1460.7	kN	...	normálová tlaková síla v betonové desce
$M_c =$	285.7	kNm	...	ohybový moment od tlakové síly v desce



**c) Napětí v desce a ocelovém profilu od vnitřních sil**

**Horní a dolní vlákna betonové desky:**

$\sigma_c^h =$	-0.11	MPa	... tlakové napětí v desce od smrštění
$\sigma_c^d =$	0.86	MPa	... tahové napětí v desce od smrštění

**Dolní vlákna ocelového průřezu:**

$\sigma_a^d =$	11.1	MPa	... tahové napětí v ocelovém profilu
----------------	------	-----	--------------------------------------

**Výsledné napětí v desce v součtu s krátkodobým zatížením:**

$\sigma_c^h =$	<b>-0.64</b>	<b>MPa</b>	... tlakové napětí v desce na konci životnosti
----------------	--------------	------------	--

**Horní vlákna betonové desky v tlaku vyhovují**

$\sigma_c^d =$	<b>0.75</b>	<b>MPa</b>	... tahové napětí na spodní části desky na konci životnosti
----------------	-------------	------------	---

**Dolní vlákna betonové desky v tahu vyhovují**

$\sigma_a^d =$	<b>151.08</b>	<b>MPa</b>	... tahové napětí ve spodní části ocelového profilu
----------------	---------------	------------	---

**Ocelový profil v místě spodních tažených vláken vyhovuje**

## 5.2.6 Vliv nerovnoměrné teploty na konstrukci mostu

## ÚČINEK NEROVNOMĚRNÉHO OTEPLENÍ/OCHLAZENÍ MOSTOVKY

Posouzení dle ČSN EN 1991-1-5, Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou

Pozn.: Podle ČSN EN 1990:2002/A1, tabulky A2.1, lze pro zatížení teplotou v mezním stavu únosnosti ve většině případů uvažovat kombinační součinitel  $\psi_0 = 0$  a pro mezní stav použitelnosti  $\psi_0 = \psi_1 = 0.6$ . Pro mezní stav únosnosti tedy není nutno vliv teploty na únosnost v ohybu zkoumat. Vyjádření nerovnoměrného vlivu teploty je provedeno pouze pro nerovnoměrné oteplení desky s vlivem na spřáhovací trny.

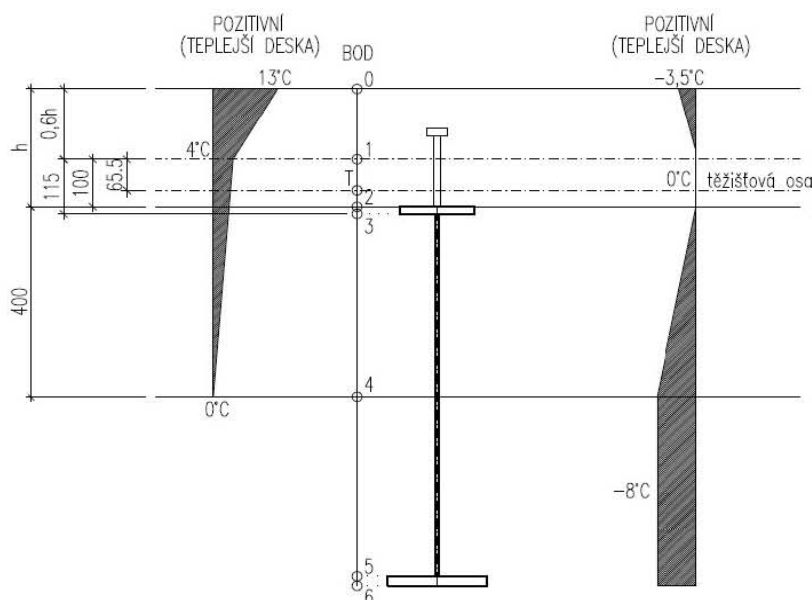
## 1) ROZDĚLENÍ NEROVNOMĚRNÉHO OTEPLENÍ/OCHLAZENÍ :

## a) Výpočet poměrných přetvoření od nerovnoměrné teploty na mostovce

Vstupní parametry :

$h_c =$	250	mm
$A_i =$	79036.7	mm <sup>2</sup>
$I_y =$	5057187925	mm <sup>4</sup>
$\alpha =$	0.000012	
$0.6h =$	150	mm
$e_t =$	-215.5	mm
$E_a =$	210000.0	MPa
$\eta_L =$	6.56	[-]

$\Delta h_i$ [mm]	$T$ [°C]	BOD
0	13	0
150	4	1
65.5	3.48	T
100.0	3.2	2
115.0	3.1	3
400	0	4
780	0	5
800	0	6



Poměrná protažení v bodech:

$\epsilon_0 =$	0.000156	[-]
$\epsilon_1 =$	0.000048	[-]
$\epsilon_T =$	0.000042	[-]
$\epsilon_2 =$	0.000038	[-]
$\epsilon_3 =$	0.000037	[-]
$\epsilon_4 =$	0	[-]
$\epsilon_5 =$	0	[-]
$\epsilon_6 =$	0	[-]

Vyčíslení ramen poměrného přetvoření od teploty:

$\bar{z}_1 =$	61.8	mm	$\bar{\epsilon}_1 =$	0.000102	[-]
$\bar{z}_T =$	182.0	mm	$\bar{\epsilon}_T =$	4.49E-05	[-]
$\bar{z}_2 =$	232.5	mm	$\bar{\epsilon}_2 =$	4.01E-05	[-]
$\bar{z}_3 =$	257.5	mm	$\bar{\epsilon}_3 =$	3.77E-05	[-]
$\bar{z}_4 =$	393.3	mm	$\bar{\epsilon}_4 =$	1.85E-05	[-]
$\bar{z}_5 =$	0	mm	$\bar{\epsilon}_5 =$	0	[-]
$\bar{z}_6 =$	0	mm	$\bar{\epsilon}_6 =$	0	[-]

**b) Síly působící od nerovnoměrné teploty na spřažený průřez**

**Beton:**

$$F_1 = 856.8 \text{ kN}$$

$$F_T = 164.6 \text{ kN}$$

$$F_2 = 77.3 \text{ kN}$$

**Ocel:**

$$F_3 = 17.8 \text{ kN}$$

$$F_4 = 8.7 \text{ kN}$$

**Spřažený průřez celkem:**

$$F_c = \underline{1125.3} \text{ kN} \quad \dots \text{ výsledná osová síla na spřaženém průřezu}$$

$$\bar{M} = \underline{-133.7} \text{ kNm} \quad \dots \text{ výsledný ohybový moment na spřaženém průřezu}$$

**c) Výsledná napětí a síla na spřaženém průřezu od vlivu nerovnoměrné teploty**

$$\sigma_{c,0} = -1.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,2} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,2} = 5.26 \text{ MPa}$$

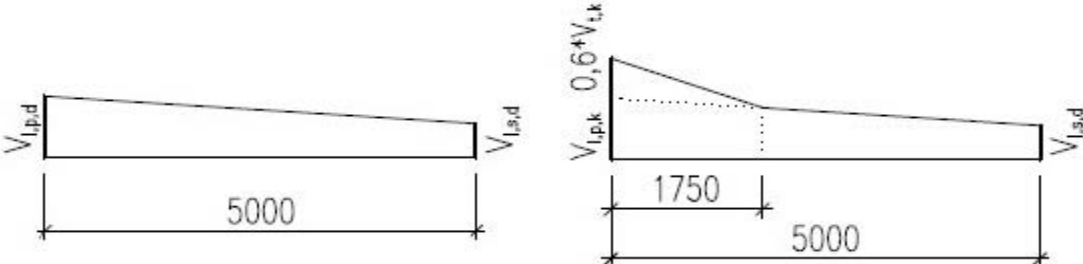
$$\sigma_{a,4} = 2.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a,6} = -7.82 \text{ MPa}$$

$$N_k = -252.13 \text{ kN} \quad \dots \text{ koncová síla působící na spřažení}$$

$$V_{t,k} = 288.1 \text{ N/mm} \quad \dots \text{ síla působící na koncové trny}$$

## 5.2.7 Návrh spřažení

NAVRH SPŘAŽENÍ	
Posouzení dle ČSN EN 1994-2, Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla pro mosty	
<b>1) NÁVRH SPŘAŽENÍ:</b>	
<b>Vstupní parametry navržených trnů a jejich rozmístění :</b>	
$d = 19$ mm	... průměr trnu
$f_u = 360$ MPa	... mez pevnosti trnu
$l_1 = 150$ mm	... podélná rozteč mezi trny - kraj nosníku
$l_2 = 200$ mm	... podélná rozteč mezi trny - střed nosníku
$n_1 = 2$ ks	... počet trnů v řadě v místě největšího namáhání
$n_2 = 2$ ks	... počet trnů v řadě v místě menšího namáhání
$f_{ck} = 30$ MPa	... charakteristická pevnost betonu
$E_{cm} = 32000$ MPa	... modul pružnosti betonu
$\gamma_v = 1.25$ [-]	... pracovní součinitel spřahovacích trnů
$V_{pk} = 410$ kN	... maximální posouvající síla - charakteristické zatížení
$V_{sk} = 290.0$ kN	... maximální posouvající síla - návrhové zatížení
$V_{tk} = 288.1$ kN	... vliv nerovnoměrného oteplení na spřažení
$I_{ty} = 5.1E+09$ mm <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti ideálního průřezu
<b>a) Charakteristická únosnost trnu:</b>	
$P_{Rk} = 81.7$ kN	... charakteristická pevnost spřahovacího trnu
$P_{Rd} = 65.3$ kN	... návrhová pevnost spřahovacího trnu
<b>b) Návrh spřahovacích trnů v MSÚ:</b>	
$V_{lp,k} = 489.3$ N/mm	... char. smyková síla v místě maximálního namáhání
$V_{lp,d} = 660.6$ N/mm	... návrhová smyková síla v místě maximálního namáhání
$V_{ls,k} = 346.1$ N/mm	... char. Smyková síla uprostřed rozpětí nosníku
$V_{ls,d} = 467.3$ N/mm	... návrhová smyková síla uprostřed rozpětí nosníku
$V_{lstk} = 662.2$ N/mm	... char. Smyková síla v místě maximální namáhání
$N_{E,p,d} = \underline{99.1}$ kN	$< P_{Rd} = \underline{130.7}$ kN
<b>Počet navržených trnů vyhovuje</b>	
	

**c) Ověření plastifikace nosníku:**

Napětí v řezu						
		Montážní	stálé	doprava	Celkem	
Poloha řezu:	x	4.7	4.7	4.7	4.7	m
Moment v řezu x	M <sub>k</sub>	40	160	570	770	kNm
Moment v řezu x	M <sub>d</sub>	54.0	216.0	769.5	1039.5	kNm
průřez	Ocelový	krátkodobý	krátkodobý		-	
η <sub>L</sub>		-	6.56	6.56	-	
Beton horní líc	M/(W*N)	0	-1.40	-5.00	-6.40	MPa
Beton dolní líc	M/(W*N)	0	0.22	0.80	1.02	MPa
Ocel horní líc	M/W	-20.10	1.47	5.24	-13.38	MPa
Ocel dolní líc	M/W	15.36	35.64	126.97	177.97	MPa

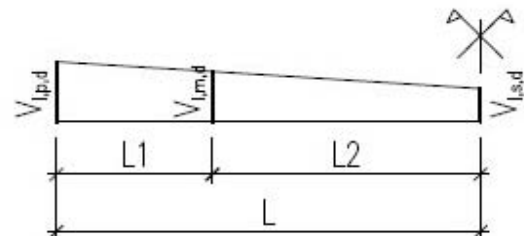
**K plastifikaci ocelového průřezu nedojde, počítá se s pružným chováním nosníku!!!**

**d) Návrh spráhovacích trnů v MSP:**

$$\begin{aligned}
 k_s &= 0.75 \quad [-] \quad \dots \text{redukční součinitel charakteristické únosnosti trnů} \\
 \psi_1 &= 0.6 \quad [-] \quad \dots \text{kombinační součinitel} \\
 V_{lp,tk} &= 662.2 \quad \text{N/mm} \\
 N_{Ep,Tk} &= \underline{\underline{99.3}} \quad \text{kN} < P_{Rk} = \underline{\underline{122.5}} \quad \text{kN} \\
 &\quad \text{Počet navržených trnů vyhovuje}
 \end{aligned}$$

**e) Rozdělení spráhovacích trnů po délce nosníku pro MSÚ:**

$$\begin{aligned}
 L_1 &= 2750 \quad \text{mm} \\
 L_2 &= 2250 \quad \text{mm} \\
 L &= 5000 \quad \text{mm} \\
 V_{lm,d} &= 554.3 \quad \text{N/mm} \\
 N_{Ep,m,d} &= \underline{\underline{110.9}} \quad \text{kN} \\
 P_{Rd} &= \underline{\underline{130.7}} \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$



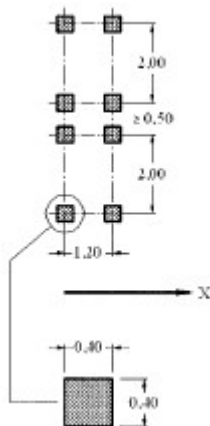
**Návrh jednoho spráhovacího trnu s roztečí 120 mm vyhovuje pro L2!!!**



### 5.2.8 Posouzení spráženého průřezu na únavu

Posudek spráženého průřezu na únavu byl proveden pro zatěžovací model LM1 použitý při návrhu mostu se zatěžovacími silami  $0,7 \cdot Q_{ik}$  od náprav a rovnoměrného zatížení  $0,3 \cdot q_{ik}$ .

Nápravové zatížení tedy odpovídá hodnotě 210 kN a rovnoměrné zatížení  $2,7 \text{ kN/m}^2$ .



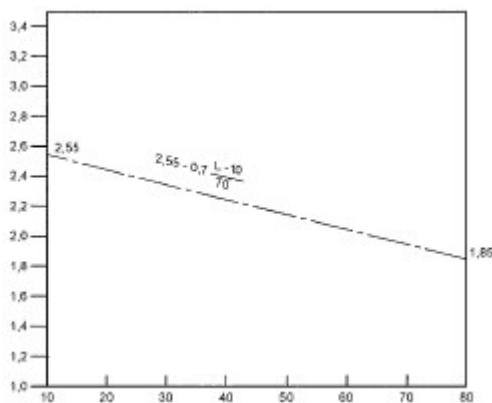
Obr. 5.7 – detail modelu zatížení LM1

#### Posouzení normálových napětí

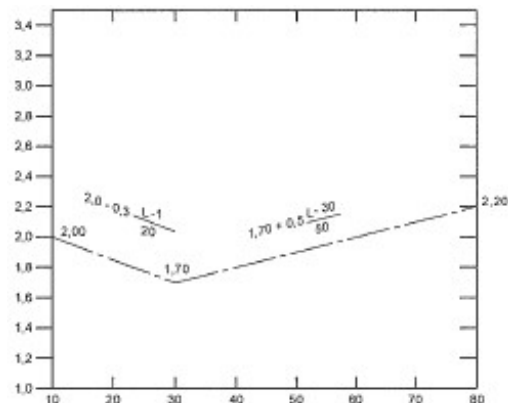
$M_{y,k} = 385 \text{ kNm}$  – ohybový moment od únavového zatížení

$W_{I,y,ab} = 6060417,6 \text{ mm}^3$  – průřezový modul spráženého průřezu

$$\Delta\sigma = M_{y,k} / W_{I,y,ab} = 385 \cdot 10^6 / 6060417,6 = \underline{63,5 \text{ MPa}} - \text{rozkmit napětí od zatížení dopravou}$$



Součinitel  $\lambda_1$  – uprostřed rozpětí



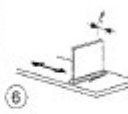
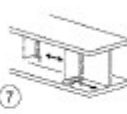
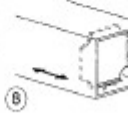
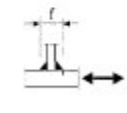
Součinitel  $\lambda_1$  – nad podporou

$$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \left( \frac{L - 10}{70} \right) = 2,55 - 0,7 \cdot \left( \frac{10 - 10}{70} \right) = \underline{2,55} - \text{součinitel } \lambda_1 \text{ uprostřed rozpětí}$$

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m0}}{Q_0} \cdot \left( \frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} = \frac{210}{480} \cdot \left( \frac{0,05 \cdot 10^6}{0,5 \cdot 10^6} \right)^{1/5} = \underline{0,276} - \text{součinitel } \lambda_2 \text{ pro frekvenci těžkých aut}$$

$$\lambda_3 = 1,0, \quad \lambda_4 = 1,0$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 2,55 \cdot 0,276 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,71 \leq 1,0$$

80	$l \leq 50\text{mm}$			<b>Příčné připojené prvky:</b> 6) Prvky přivařené k plechu. 7) Svislé výztuhy přivařené k válcovanému nebo svařovanému nosníku. 8) Diafragma komorových nosníků přivařené k pásům nebo ke stojině. Nelze použít pro malé duté průřezy. Hodnoty platí také pro kruhové výztuhy.	<b>Detaily 6) a 7):</b> Konce svarů se pečlivě zabrousí pro odstranění všech možných vrubů. 7) $\Delta\sigma$ se vypočte s použitím hlavních napětí, je-li výztuha ukončena na stojině, viz příklad vlevo.
71	$50 < l \leq 80\text{mm}$				

Obr. 5.8 – Únavový detail – délka svaru 50 mm

$$\Delta\sigma_E = \lambda \cdot \Delta\sigma = 0,71 \cdot 63,5 = 45,1\text{MPa}$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \frac{\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c} \leq 1,0 \rightarrow 1,0 \cdot 1,35 \cdot \frac{45,1}{63,5} = 0,761 \leq 1,0 - \text{výsledné posouzení únavové pevnosti}$$

**Posudek na únavu vyhovuje!!!**

### Posouzení spřahovacích trnů

$V_{Ek} = 330 \text{ kN}$  – posouvající síla nad podporou

$I_{y,i} = 5057187925 \text{ mm}^4$  – moment setrvačnosti spřaženého průřezu

- Výsledný smykový tok

$$V_2 = V_{Ek} \cdot \frac{S_{y,i}}{I_{y,i}} = 330000 \cdot \frac{(250 \cdot 1750 / 6,56) \cdot (215,5 - 0,5 \cdot 250)}{5057187925} = 394 \text{ N/mm}$$

- Síla na jeden trn

$$\Delta F = V_2 \cdot \Delta l / 2 = 394 \cdot 150 / 2 = 30 \text{ kN}$$

- Ve svarech připojujících trn k pásnici vznikne rozkmit napětí

$$\Delta\tau = \frac{\Delta F \cdot 4}{\pi \cdot d^2} = \frac{30000 \cdot 4}{\pi \cdot 19^2} = 105,8 \text{ MPa}$$

$\lambda_{v1} = 2,0$  - pro most s rozpětím 10 m



$\lambda_{v2} = \lambda_2 = 0,276$  - závislost provozu na mostě za 1 rok

$$\lambda_{v3} = 1,0 \quad \lambda_{v4} = 1,0$$

$$\lambda_v = \lambda_{v1} \cdot \lambda_{v2} \cdot \lambda_{v3} \cdot \lambda_{v4} = 2,0 \cdot 0,276 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \underline{0,552}$$

- Návrhový rozkmit napětí

$$\Delta\tau_E = \lambda_v \cdot \Delta\tau = 0,552 \cdot 105,8 = \underline{58,4MPa}$$

$$\gamma_{Fv} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \frac{\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c} \leq 1,0 \rightarrow 1,0 \cdot 1,15 \cdot \frac{58,4}{90} = \underline{0,747 \leq 1,0} - \text{Výsledné posouzení únavové pevnosti}$$

**Posudek na únavu vyhovuje!!!**

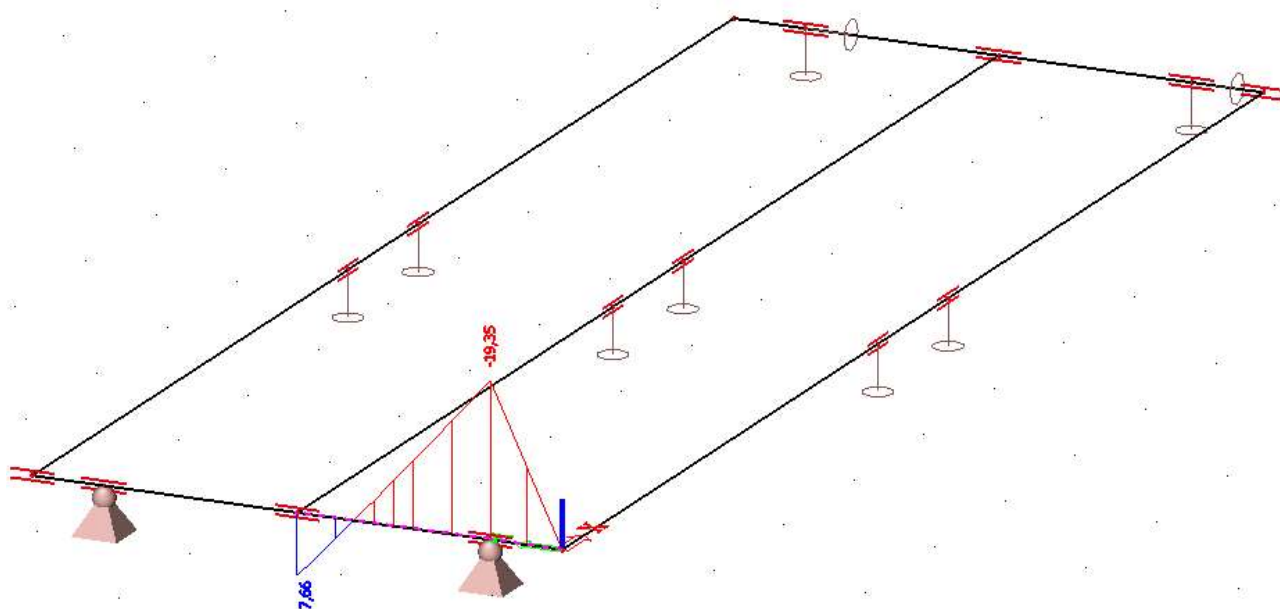




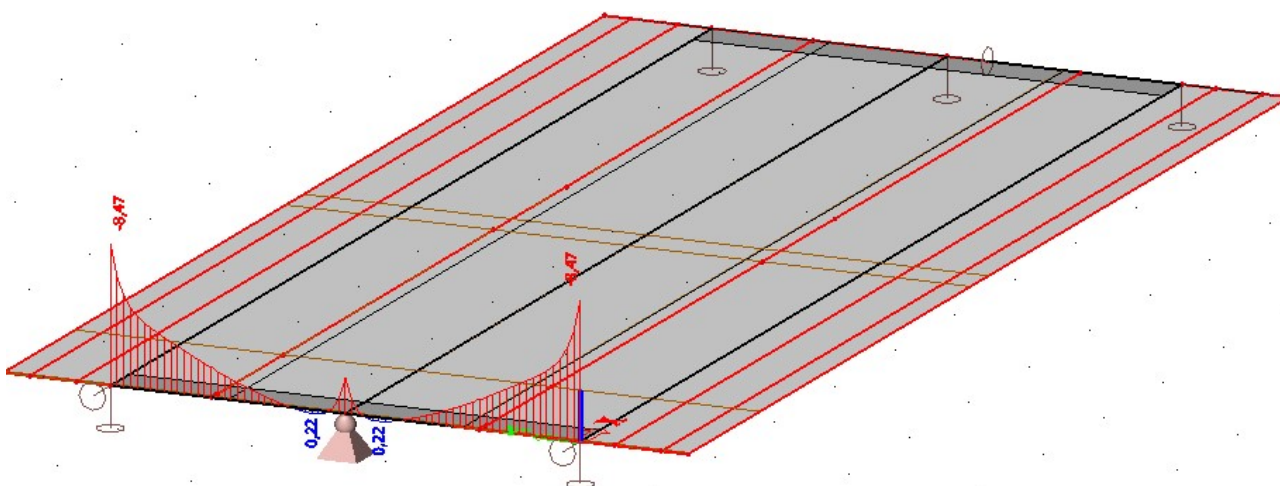
### 5.2.9 Posouzení příčnicku

Koncové příčnický jsou posouzeny v servisním stavu, to znamená, že je uvaženo pouze stálé zatížení od vlastní tíhy konstrukce mostovky a ostatního stálého zatížení. A dále pak v montážním stavu, kdy je uvaženo zatížení při betonáži mostovky.

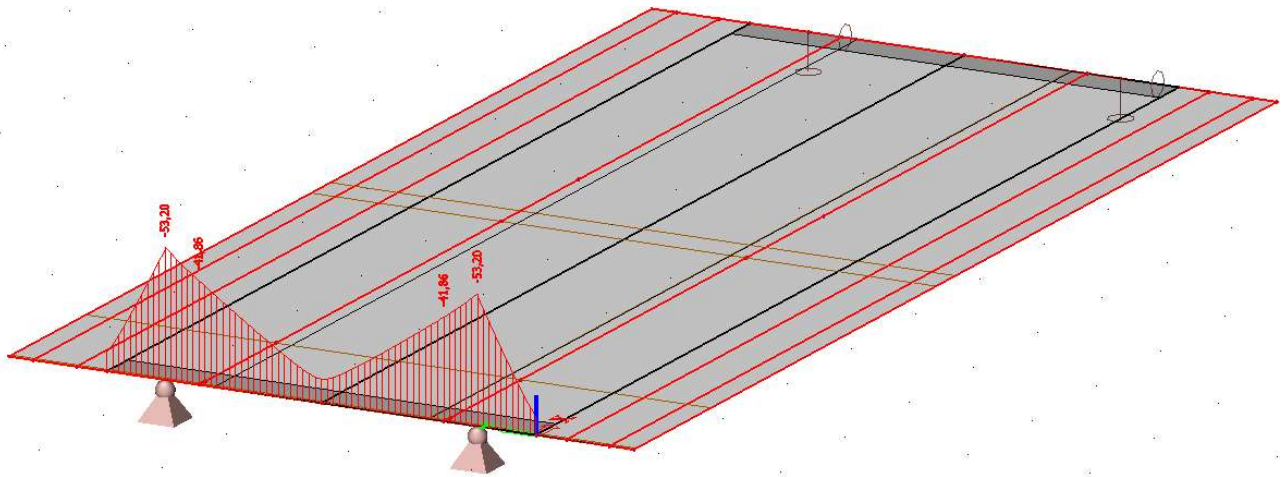
#### Vnitřní síly



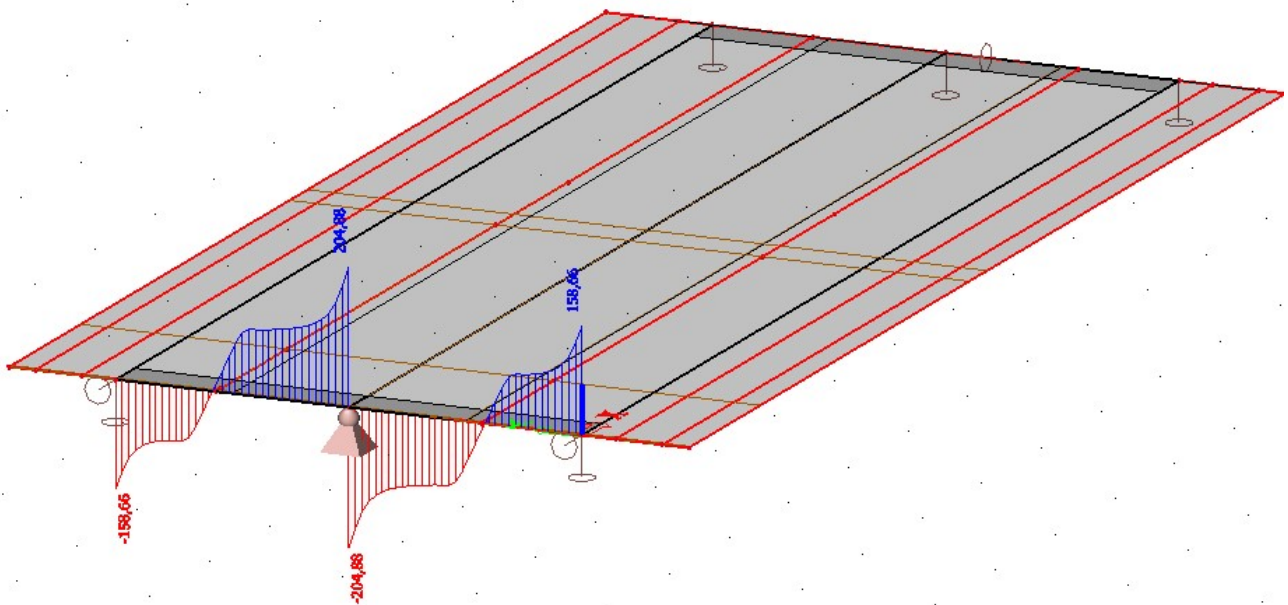
Obr. 5.9 – Návrhový ohybový moment  $M_{y,Ed}$  – montážní stav



Obr. 5.10 – Charakteristický ohybový moment  $M_{y,k}$  – stálé zatížení



Obr. 5.11 – Charakteristický ohybový moment  $M_{y,k}$  – revizní stav

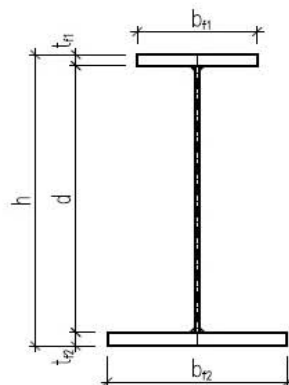


Obr. 5.12 – Návrhová smyková síla  $V_{z,Ed}$



## 5.2.9.1 Posouzení spřaženého nosníku v MSÚ

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO PROFILU				
Posouzení ČSN EN 1994-2. Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty				
<b>1) VÝPOČET TŘÍDY PROFILU A PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK :</b>				
<b>a) Rozměry svařovaného profilu</b>				
<b>Materiál :</b>	Ocel	S 355		
	$t_{\min}$	15	mm	... tloušťka horní pásnice
	$f_y$	355	MPa	... mez kluzu oceli
	$f_u$	510	MPa	... mez pevnosti oceli
<b>Geometrie profilu:</b>	$h$	636	mm	... výška profilu
	$b_{f1}$	485	mm	... šířka horní pásnice
	$t_{f1}$	15	mm	... tloušťka horní pásnice
	$b_{f2}$	200	mm	... šířka spodní pásnice
	$t_{f2}$	15	mm	... tloušťka spodní pásnice
	$t_w$	8	mm	... tloušťka stojiny
	$d$	606	mm	... čistá výška stojiny
<b>2) POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO NOSNÍKU :</b>				
<b>a) Návrhové pevnosti materiálů</b>				
<b>Materiál :</b>	Ocel	S 355	Beton	C 30/37
	$f_y$	355	MPa	... mez kluzu oceli
	$\gamma_s$	1.0	[-]	
	$f_{yd}$	355	MPa	... mez pevnosti oceli
	$E_a$	210000	MPa	... modul pružnosti oceli
	$f_{ck}$	30	MPa	... charakteristická pevnost betonu
	$\gamma_c$	1.5	[-]	
	$f_{cd}$	20.00	MPa	... návrhová pevnost betonu
	$f_{cm}$	38	MPa	... pevnost v tlaku - střední hodnota
	$E_c$	32000	MPa	... modul pružnosti betonu
<b>b) Výpočet průřezových charakteristik</b>				
<b>Ocelový průřez:</b>				
	$A_i$	15123	mm <sup>2</sup>	... plocha ocelového průřezu
	$e_{z1}$	7.5	mm	... excentricita horní pásnice
	$e_{z2}$	318	mm	... excentricita stojiny
	$e_{z3}$	628.5	mm	... excentricita dolní pásnice
	$e_{z,d}$	405.77	mm	... těžiště průřezu od spodních vláken
	$I_y$	1.0227E+09	mm <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti profilu
	$W_{el,y,d}$	2520284.6	mm <sup>3</sup>	... elastický průřezový modul k dolním vláknům
	$W_{el,y,h}$	4441971.6	mm <sup>3</sup>	... elastický průřezový modul k horním vláknům



**Betonový průřez:**

$$h_d = 250 \text{ mm} \quad \dots \text{ výška betonové desky}$$

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{e,i}$$

$$b_{e,i} = \max(L_e/8, b_i)$$

$$L = 2550 \text{ mm} \quad \dots \text{ délka nosníku}$$

$$b_0 = 0 \text{ mm} \quad \dots \text{ rozteč mezi spřahovacími trny}$$

$$b_e = 10000.0 \text{ mm} \quad \dots \text{ celková šířka definovaného průřezu}$$

$$b_1 = 5000.0 \text{ mm} \quad \dots \text{ šířka poloviny desky}$$

$$b_2 = 5000.0 \text{ mm} \quad \dots \text{ šířka poloviny desky}$$

$$b_{e,i} = 318.8 \text{ mm} \quad \dots \text{ efektivní šířka poloviny desky}$$

$$b_{\text{eff}} = 320.0 \text{ mm} \quad \dots \text{ vypočtená efektivní šířka}$$

$$A_{\text{eff}} = 80000 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ efektivní plocha betonového průřezu}$$

**c) Posudek spřaženého průřezu v MSÚ****Poloha neutrální osy průřezu:**

$$x = 986.9 \text{ mm} \quad \text{neutrální osa prochází ocelovým profilem}$$

$$x_2 = 11.6 \text{ mm} \quad \text{neutrální osa prochází pásnicí}$$

**Moment únosnosti spřaženého průřezu:**

$$A_c = 315803.8 \text{ mm}^2$$

$$N_c = 6316.1 \text{ kN}$$

$$e_c = 493.4 \text{ mm}$$

$$A_a = 15123 \text{ mm}^2$$

$$N_a = 5368.665 \text{ kN}$$

$$e_{Na1} = -506.7 \text{ mm}$$

$$M_{y,Ed} = 10 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = 439.9 \text{ kNm}$$

**Průřez vyhovuje na ohybovou únosnost v MSÚ**

**Únosnost ve smyku:**

průřezové charakteristiky:

$$A_{vz} = 4848 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} = 170 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 993.6 \text{ kN}$$

**Malý smyk - není nutná interakce s ohybovým momentem - profil VYHOVUJE**

**5.2.9.2 Posouzení spřaženého nosníku v MSP**

VÝPOČET PRACOVNÍCH SOUČINITELŮ						
	OCEL	KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ	STÁLÉ ZATÍŽENÍ	SMRŠŤOVÁNÍ	JEDNOTKY	ŽIVOTNOST
$E_a$	210000	210000	210000	210000	MPa	
$E_c$	-	32000	32000	32000	MPa	
$\eta_0 = E_a/E_c$	-	6.56	6.56	6.56	-	
$\psi_L$	-	0	1.1	0.55	-	
$A_c$	-	80000.0	80000.0	80000.0	mm <sup>2</sup>	
$u$	-	640.0	640.0	640.0	mm	
$h_0 = 2A_c/u$	-	250.0	250.0	250.0	mm	
$t$	-	1	36500	36500	den	100 let
$t_0$	-	1	60	1	den	
$R_H$	-	80	80	80	%	
$f_{cm}$	-	38	38	38	MPa	
$\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7}$	-	0.944	0.944	0.944	-	
$\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0.2}$	-	0.984	0.984	0.984	-	
$\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0.5}$	-	0.960	0.960	0.960	-	
$\beta_H$	-	794.78	794.78	794.78	-	
$\beta_c$	-	0	0.99355	0.99356	-	
$\phi_{RH}$	-	1.295	1.295	1.295	-	
$\beta_{(f_{cm})}$	-	2.725	2.725	2.725	-	
$\beta_{(t_0)}$	-	0.909	0.422	0.909	-	
$\phi_0$	-	3.208	1.490	3.208	-	
$\phi_t$	-	0	1.481	3.187	-	
$\eta_L$	-	6.56	17.25	18.07	-	

VÝPOČET PRŮŘEZOVÝCH CHARAKTERISTIK						
PRŮŘEZ		OCEL	KRÁTKODOBÉ ZATÍŽENÍ	DLOUHODOBÉ ZATÍŽENÍ	SMRŠŤOVÁNÍ	JEDNOTKY
<b>BETON</b>						
prac. Součinitel	$\eta_L$	-	6.56	17.25	18.07	-
šířka	$b_c$	0	320	320	320	mm
ideální šířka	$b_{ci}$	0	48.8	18.5	17.7	mm
tloušťka	$t_{ci}$	0	250	250	250	mm
<b>OCEL</b>						
š. horní pásnice	$b_{Ft}$	485	485	485	485	mm
tl. horní pásnice	$t_{Ft}$	15	15	15	15	mm
tl. stěny	$t_w$	8	8	8	8	mm
v. stěny	$h_w$	606	606	606	606	mm
š. dolní pásnice	$b_{Fb}$	200	200	200	200	mm
tl. dolní pásnice	$t_{Fb}$	15	15	15	15	mm
celková výška	$h_{steel}$	636	636	636	636	mm
<b>IDEÁLNÍ PRŮŘEZ</b>						
výška	$h_i$	636	886	886	886	mm
plocha	$A_i$	15123	27313.5	19760.4	19551.0	mm <sup>2</sup>
stat. moment k dol. líci	$S_{y0}$	6136501.5	15413453.9	9665596.8	9506203.7	mm <sup>3</sup>
poloha těžiště	$e_t$	-230.2	-321.7	-396.9	-399.8	mm
	$e_b$	405.8	564.3	489.1	486.2	mm
moment setrvačnosti	$I_{iy}$	1022662850	1937869649	1494666108	1477929059	mm <sup>4</sup>
beton-horní líc	$W_{iy,ct}$	-	-6024155.9	-3766217.2	-3696912.8	mm <sup>3</sup>
beton-dolní líc	$W_{iy,cb}$	-	-27033810.5	-10177394.6	-9867737.5	mm <sup>3</sup>
ocel-horní líc	$W_{iy,at}$	-4441971.6	-27033810.5	-10177394.6	-9867737.5	mm <sup>3</sup>
ocel-dolní líc	$W_{iy,ab}$	2520284.6	3434010.1	3055710.62	3039591.90	mm <sup>3</sup>

VÝPOČET NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ V MSP						
NAPĚTÍ V MSP		ZAČÁTEK PROVOZU t = 60 dní				
		montážní	dlouhodobé	krátkodobé	celkem	
	Moment $M_k$	-19	-10	-55		kNm
	průřez	ocelový	krátkodobý	krátkodobý		
	$\eta$	-	6.56	6.56		-
beton - horní líc	M/(W*N)	-	0.25	1.39	<b>1.64</b>	MPa
beton - dolní líc	M/(W*N)	-	0.06	0.31	<b>0.37</b>	MPa
ocel - horní líc	M/W	4.3	0.37	2.03	<b>6.68</b>	MPa
ocel - dolní líc	M/W	-7.5	-2.91	-16.02	<b>-26.47</b>	MPa

VÝPOČET NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ V MSP						
NAPĚTÍ V MSP		ZAČÁTEK PROVOZU t = 36500 dní				
		montážní	dlouhodobé	krátkodobé	celkem	
	Moment $M_k$	-19	-10	-55		kNm
	průřez	ocelový	dlouhodobý	krátkodobý		
	$\eta$	-	17.25	6.56		-
beton - horní líc	M/(W*N)	-	0.15	1.39	<b>1.55</b>	MPa
beton - dolní líc	M/(W*N)	-	0.06	0.31	<b>0.37</b>	MPa
ocel - horní líc	M/W	4.28	0.98	2.03	<b>7.29</b>	MPa
ocel - dolní líc	M/W	-7.54	-3.27	-16.02	<b>-26.83</b>	MPa

## 5.2.9.3 Návrh spřažení příčnicku

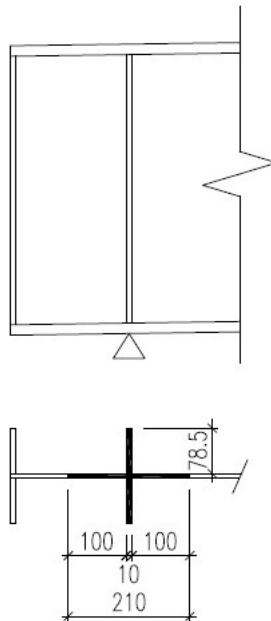
NAVRH SPŘAŽENÍ			
Posouzení dle ČSN EN 1994-2, Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla pro mosty			
<b>1) NÁVRH SPŘAŽENÍ:</b>			
<b>Vstupní parametry navržených trnů a jejich rozmístění :</b>			
$d =$	19	mm	... průměr trnu
$f_u =$	360	MPa	... mez pevnosti trnu
$l_1 =$	150	mm	... podélná rozteč mezi trny - kraj nosníku
$l_2 =$	150	mm	... podélná rozteč mezi trny - střed nosníku
$n_1 =$	3	ks	... počet trnů v řadě v místě největšího namáhání
$n_2 =$	3	ks	... počet trnů v řadě v místě menšího namáhání
$f_{ck} =$	30	MPa	... charakteristická pevnost betonu
$E_{cm} =$	32000	MPa	... modul pružnosti betonu
$\gamma_v =$	1.25	[-]	... pracovní součinitel spřahovacích trnů
$V_{p,k} =$	210	kN	... maximální posouvající síla - charakteristické zatížení
$V_{s,k} =$	90.0	kN	... maximální posouvající síla - návrhové zatížení
$V_{t,k} =$	385.3	kN	... vliv nerovnoměrného oteplení na spřažení
$I_{t,y} =$	1.9E+09	mm <sup>4</sup>	... moment setrvačnosti ideálního průřezu
<b>a) Charakteristická únosnost trnu:</b>			
$P_{Rk} =$	81.7	kN	... charakteristická pevnost spřahovacího trnu
$P_{Rd} =$	65.3	kN	... návrhová pevnost spřahovacího trnu
<b>b) Návrh spřahovacích trnů v MSÚ:</b>			
$V_{l,p,k} =$	259.8	N/mm	... char. smyková síla v místě maximálního namáhání
$V_{l,p,d} =$	350.8	N/mm	... návrhová smyková síla v místě maximálního namáhání
$V_{l,s,k} =$	111.4	N/mm	... char. Smyková síla uprostřed rozpětí nosníku
$V_{l,s,d} =$	150.3	N/mm	... návrhová smyková síla uprostřed rozpětí nosníku
$V_{l,s,t,k} =$	491.0	N/mm	... char. Smyková síla v místě maximální namáhání
$N_{E,p,d} =$	<b>52.6</b>	kN	$< P_{Rd} =$ <b>196.0</b> kN
<b>Počet navržených trnů vyhovuje</b>			





### 5.2.10 Návrh koncové nadpodporové výztuhy

$15 \cdot \varepsilon \cdot t_w = 15 \cdot 0,81 \cdot 8 = 97,2 \text{ mm}$  – efektivní šířka stojiny a výztuhy (zaokrouhleno na 100 mm)



Obr. 5.11 – Efektivní průřez stěny a výztuhy v místě uložení na opěře

- Plocha průřezu stěny a výztuhy

$$A = (2 \cdot b_w + t_f) \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = (2 \cdot 100 + 8) \cdot 8 + 2 \cdot 78,5 \cdot 8 = \underline{2920 \text{ mm}^2}$$

- Moment setrvačnosti průřezu stěny a výztuhy

$$I = \frac{t_f \cdot (2 \cdot b_f + t_w)^3}{12} = \frac{8 \cdot (2 \cdot 78,5 + 8)^3}{12} = \underline{2994750 \text{ mm}^4}$$

- Poloměr setrvačnosti průřezu stěny a výztuhy

$$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{2994750/2920} = \underline{31,9 \text{ mm}}$$

- Štíhlost průřezu stěny a výztuhy

$$\lambda = \frac{\alpha \cdot d}{i} = \frac{1,0 \cdot 765}{31,9} = \underline{24,0}$$

- Poměrná štíhlost průřezu stěny a výztuhy

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{24,0}{93,9 \cdot 0,81} = \underline{0,94} \rightarrow \chi = 0,94 - \text{křivka "c"}$$

- Celková únosnost průřezu stěny a výztuhy na maximální zatížení

$$N_{b,Rd} = A \cdot \chi \cdot f_{yk} / \gamma_{M1} = 2920 \cdot 0,94 \cdot 355 / 1,1 = \underline{885,9 \text{ kN}} \geq V_{Ed} = \underline{575 \text{ kN}}$$

**Výztuha vyhovuje!!!**



## 5.2.11 Posouzení svarů hlavního nosníku a příčníku

### 5.2.11.1 Posouzení svaru hlavního nosníku

Koutové svary jsou navrženy na posouvající síly postupně působící na nosník. V montážním stavu působí u podpory posouvající síla:

$$V_{Ed,1} = 60 \text{ kN}$$

Nejnepříznivější z hlediska napětí ve svarech je okamžik uvedení mostu do provozu (v betonové desce je nejvyšší normálové napětí):

$$V_{Ed,2} = 660 \text{ kN}$$

Navrhovaný svar obou pásnic oboustrannými koutovými svary tloušťky  $a_{we} = 4 \text{ mm}$ .

#### Napětí v koutových svarech připojujících horní pásnici je potom:

$$\tau_{II,d,1} = \frac{V_{Ed,1} \cdot S_{y,a}}{I_{y,a} \cdot 2a_{we}} = \frac{60 \cdot 10^3 \cdot 150 \cdot 15 \cdot (453,5 - 7,5)}{1218322587 \cdot 2 \cdot 4} = 6,2 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \tau_{II,d,2} &= \frac{V_{Ed,2} \cdot S_{y,i}}{I_{i,y} \cdot 2a_{we}} = \\ &= \frac{660 \cdot 10^3 \cdot (150 \cdot 15 \cdot (215,5 - 257,5) + 250 \cdot 1750 / 6,56 \cdot (215,5 - 125))}{5057187925 \cdot 2 \cdot 4} = 96,9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

#### Celkový součet napětí v horním svaru

$$\tau_{II,d,1} + \tau_{II,d,2} = 6,2 + 96,9 = 103,1 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = \frac{510}{1,0 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 235,6 \text{ MPa}$$

**Svar vyhovuje!!!**

#### Napětí v koutových svarech připojujících dolní pásnici je potom:

$$\tau_{II,d,1} = \frac{V_{Ed,1} \cdot S_{y,a}}{I_{y,a} \cdot 2a_{we}} = \frac{60 \cdot 10^3 \cdot 200 \cdot 20 \cdot (346,5 - 10)}{1218322587 \cdot 2 \cdot 4} = 8,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{II,d,2} = \frac{V_{Ed,2} \cdot S_{y,i}}{I_{i,y} \cdot 2a_{we}} = \frac{660 \cdot 10^3 \cdot 200 \cdot 20 \cdot (834,5 - 10)}{5057187925 \cdot 2 \cdot 5} = 53,8 \text{ MPa}$$

#### Celkový součet napětí v horním svaru

$$\tau_{II,d,1} + \tau_{II,d,2} = 8,3 + 53,8 = 62,1 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = \frac{510}{1,0 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 235,6 \text{ MPa}$$

**Svar vyhovuje!!!**



### 5.2.11.2 Posouzení svaru hlavního nosníku

Koutové svary jsou navrženy na posouvající síly postupně působící na nosník. V montážním stavu působí u podpory posouvající síla:

$$V_{Ed,1} = 60 \text{ kN}$$

Nejnepriznivější z hlediska napětí ve svarech je okamžik uvedení mostu do provozu (v betonové desce je nejvyšší normálové napětí):

$$V_{Ed,2} = 210 \text{ kN}$$

Navrhovaný svar obou pásnic oboustrannými koutovými svary tloušťky  $a_{we} = 4 \text{ mm}$ .

#### **Napětí v koutových svarech připojujících horní pásnici je potom:**

$$\tau_{II,d,1} = \frac{V_{Ed,1} \cdot S_{y,a}}{I_{y,a} \cdot 2a_{we}} = \frac{60 \cdot 10^3 \cdot 485 \cdot 15 \cdot (230,2 - 7,5)}{1022662850 \cdot 2 \cdot 4} = 11,9 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \tau_{II,d,2} &= \frac{V_{Ed,2} \cdot S_{y,i}}{I_{i,y} \cdot 2a_{we}} = \\ &= \frac{210 \cdot 10^3 \cdot (485 \cdot 15 \cdot (321,7 - 257,5) + 250 \cdot 320 / 6,56 \cdot (321,7 - 125))}{1937869649 \cdot 2 \cdot 4} = 38,8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

#### **Celkový součet napětí v horním svaru**

$$\tau_{II,d,1} + \tau_{II,d,2} = 11,9 + 38,8 = 50,7 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = \frac{510}{1,0 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 235,6 \text{ MPa}$$

**Svar vyhovuje!!!**

#### **Napětí v koutových svarech připojujících dolní pásnici je potom:**

$$\tau_{II,d,1} = \frac{V_{Ed,1} \cdot S_{y,a}}{I_{y,a} \cdot 2a_{we}} = \frac{60 \cdot 10^3 \cdot 200 \cdot 15 \cdot (405,8 - 7,5)}{1022662850 \cdot 2 \cdot 4} = 8,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{II,d,2} = \frac{V_{Ed,2} \cdot S_{y,i}}{I_{i,y} \cdot 2a_{we}} = \frac{210 \cdot 10^3 \cdot 200 \cdot 15 \cdot (564,3 - 7,5)}{1937869649 \cdot 2 \cdot 4} = 22,6 \text{ MPa}$$

#### **Celkový součet napětí v horním svaru**

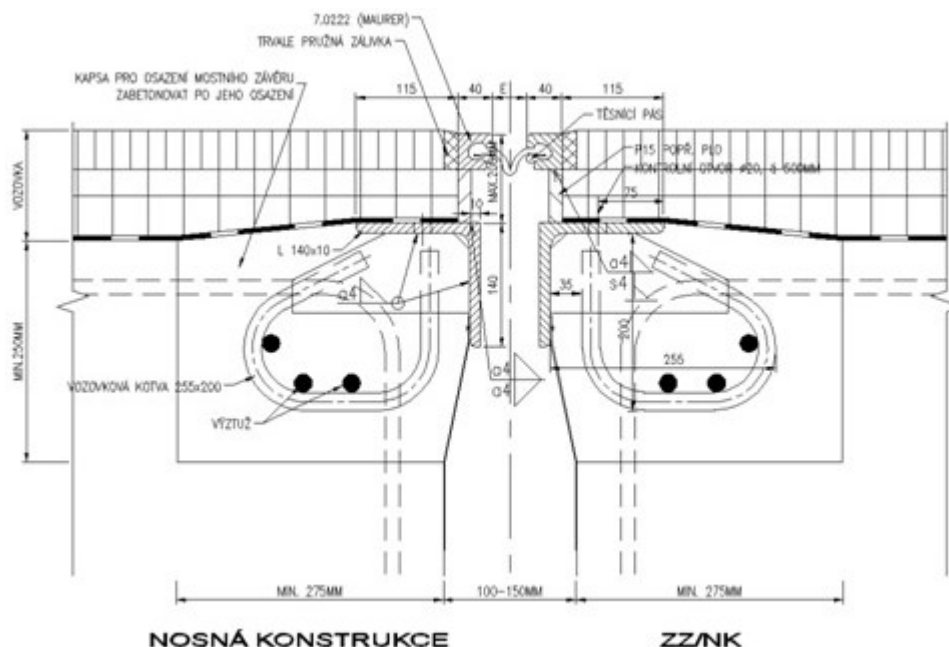
$$\tau_{II,d,1} + \tau_{II,d,2} = 8,8 + 22,6 = 31,4 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = \frac{510}{1,0 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 235,6 \text{ MPa}$$

**Svar vyhovuje!!!**



### 5.3 Návrh dilatačního závěru

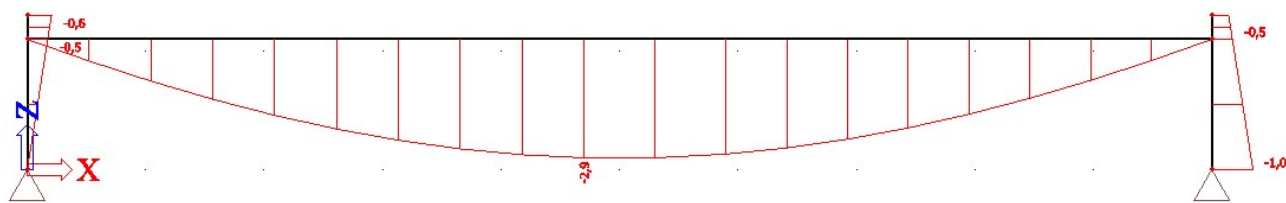
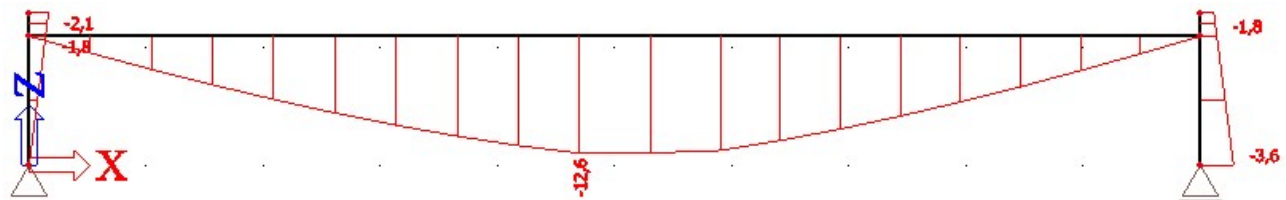
Mostní závěr je navržen na maximální dilatační posun 65 mm, který umožňuje navržený dilatační závěr.



Obr. 5.12 – Detail mostního závěru s pryžovým těsnícím pásem

#### Výpočet teplotního zatížení

Rovnoměrná změna teploty		
Počáteční teplota konstrukce:	$T_0 =$	10 °C
Maximální teplota vzduchu ve stínu:	$T_{\max} =$	40 °C
Minimální teplota vzduchu ve stínu:	$T_{\min} =$	-34 °C
Maximální rovnoměrná složka teploty:	$T_{e,\max} = T_{\max} + 4,5 =$	44,5 °C
Minimální rovnoměrná složka teploty:	$T_{e,\min} = T_{\min} + 4,5 =$	-29,5 °C
Charakteristická hodnota oteplení:	$\Delta T_{N,\exp,d} = T_{e,\max} - T_0 + 20 =$	54,5 °C
Charakteristická hodnota ochlazení:	$\Delta T_{N,noc,d} = T_{e,\min} - T_0 - 20 =$	-59,5 °C

**Deformace mostovky od stálého a proměnného zatížení****Obr. 5.13 – Deformace mostovky od stálého zatížení****Obr. 5.14 – Deformace mostovky od proměnného zatížení**

Numerický model pro zjištění deformace mostovky je proveden pomocí tuhých prutů s číselně upravenými průřezovými charakteristikami odpovídajícím krátkodobému a dlouhodobému zatížení. Smrštění betonové desky není do výpočtu dilatační spáry uváženo. Mostní závěr bude osazen v době, kdy již proběhla většina smrštění betonové desky.

$$u_{x,\text{exp}} = \alpha_{st} \cdot \Delta T_{N,\text{exp},d} \cdot L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 54,5 \cdot 10000 = \underline{6,6\text{mm}} - \text{protažení mostu od ohřátí}$$

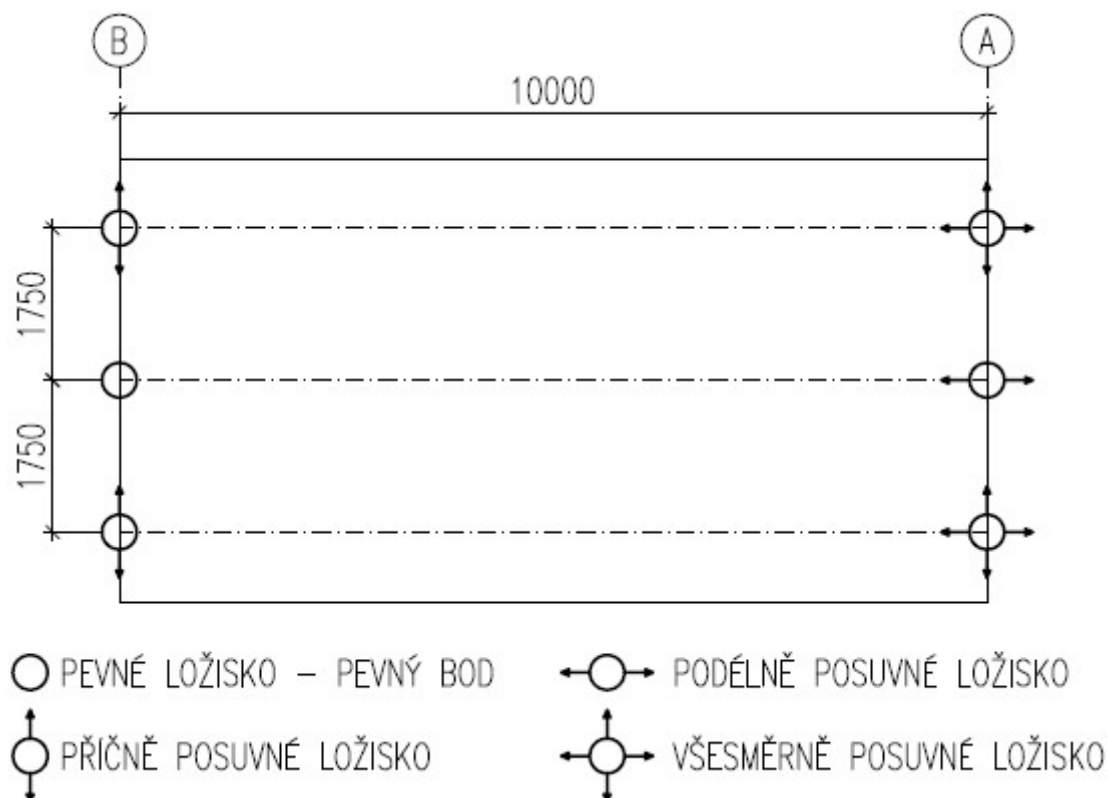
$$u_{x,\text{con}} = \alpha_{st} \cdot \Delta T_{N,\text{con},d} \cdot L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot (-59,5) \cdot 10000 = \underline{7,2\text{mm}} - \text{zkrácení mostu od ochlazení}$$

**Celkový rozsah dilatace mezi extrémy**

$$u_{x,\text{exp}} = \gamma_f \cdot u_{xq,k} = 1,35 \cdot (0,5 + 1,8) = \underline{3,1\text{mm}} - \text{dilatační rozsah od průhybu mostovky}$$

$$\Delta u_x = u_{x,\text{exp}} + u_{x,\text{exp}} - u_{x,\text{con}} = 6,6 + 3,1 + 7,2 = \underline{16,9\text{mm}} \leq \underline{65\text{mm}} - \text{Dilatační rozsah vyhovuje}$$

## 5.4 Návrh ložiska



Obr. 5.15 – Statické schéma rozmístění ložisek a směr řízené dilatace mostu

Ložiska jsou navržena na svislé a vodorovné zatížení. Osazení ložisek proběhne po betonáži desky mostovky z důvodu eliminace natočení, která vznikají v podpoře při betonáži.

### Vstupní parametry:

$R_{z,\max} = 400 \text{ kN}$  – maximální svislá reakce

$R_{x,\max} = 140 \text{ kN}$  – celkové podélné brzděné síly působící na ložiska

$\mu_{s,T} = 0,05$  – součinitel tření

$V_{lfd,1} = R_{z,\max} \cdot \mu_{s,T} = 400 \cdot 0,05 = \underline{20 \text{ kN}}$  - výsledná vodorovná síla od tření v ložisku při dilataci

$Q_{ld,1} = V_{lfd,1} + R_{x,\max} = 20 + 140 = \underline{160 \text{ kN}}$  - výsledná celková vodorovná síla v ložisku

### Příčné síly od tlaku větrem a brzděné síly v příčném směru

Hodnota pro šikmé brzdění je uvažována 25% podélného brzdění působící současně s podélnou brzdou silou. Na jedno ložisko připadá polovina příčného zatížení.

$$Q_{tr,d1} = \gamma_Q \cdot 0,25 \cdot \left( Q_{náprava} + z\bar{s} \cdot \frac{l}{2} \cdot 0,1 \cdot q_{ik} \right) = 1,35 \cdot 0,25 \cdot (240 + 4 \cdot 5 \cdot 0,1 \cdot 9) = \underline{88 \text{ kN}}$$

- Výsledná příčná síla od příčného brzdění s hodnotou 25 %.



$$Q_{Fw,d} = f_{w,k} \cdot \gamma_w \cdot L / 2 = 3,17 \cdot 1,5 \cdot 5 = \underline{24kN}$$

- Výsledná příčná síla od tlaku větru na konstrukci mostu

### **Celková příčná síla na ložisko**

$$Q_{Tr} = Q_{tr,d1} + \psi_0 \cdot Q_{Fw,d} = 87 + 0,6 \cdot 24 = \underline{101kN}$$

### **Celková kombinace příčné a podélné síly**

$$Q_{\alpha d,1} = \sqrt{Q_{ld,1}^2 + Q_{Tr}^2} = \sqrt{160^2 + 101^2} = \underline{190kN} \text{ - výsledná celková příčná síla}$$

### **Zatěžovací síly na ložisko**

$$R_{z,max} = 400 \text{ kN} \text{ – maximální svislá reakce}$$

$$Q_{\alpha d,1} = 190 \text{ kN} \text{ – maximální vodorovná reakce (celková)}$$

$$Q_{ld,1} = 160 \text{ kN} \text{ – maximální vodorovná reakce v podélném směru mostu}$$

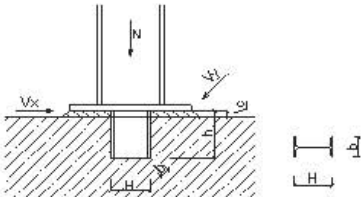
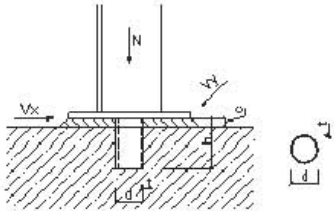
$$Q_{Tr,1} = 101 \text{ kN} \text{ – maximální vodorovná reakce v příčném směru mostu}$$

### **Navrhované ložisko**

Elastomerové vrstvené ložisko 200x250 TYP B



### 5.4.1 Návrh smykové zarážky

NÁVRH SMYKOVÉ ZARÁŽKY	
Výpočet dle ČSN EN 1992-1-1, Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby	
Výpočet dle ČSN EN 1993-1-1, Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby	
<b>1) VSTUPNÍ DATA :</b>	
<b>a) Návrhové síly</b>	
$N_{Ed} =$	400 kN ... svislá síla v patě sloupu (+ tlak, - tah)
$V_{Ed,x} =$	160 kN ... vodorovná síla ve směru X
$V_{Ed,y} =$	101 kN ... vodorovná síla ve směru Y
<b>b) Parametry připoje - smyková zarážka</b>	
	<b>VÁLCOVANÝ I-PROFIL</b> ... smyková zarážka z válcovaných I, IPE, HEA, HEB profilů
	<b>DUTÝ PRŮŘEZ</b> ... smyková zarážka z dutých průřezů
Geometrie :	<b><u>VÁLCOVANÝ I-PROFIL</u></b>
I-Profil:	<b>HEA 140</b>
H =	133 mm ... výška profilu
b =	140 mm ... šířka profilu
tw =	5.5 mm ... tloušťka stojiny
tf =	8.5 mm ... tloušťka pásnice
A =	3140 mm <sup>2</sup> ... plocha profilu
Iy =	1.03E+07 mm <sup>4</sup> ... moment setrvačnosti Y
Wpl,y =	173500 mm <sup>3</sup> ... průřezový modul pl,y
Avz =	1010 mm <sup>2</sup> ... smyková plocha
Iz =	3.89E+06 mm <sup>4</sup> ... moment setrvačnosti Z
Wpl,z =	84850 mm <sup>3</sup> ... průřezový modul pl,z
h =	<b>80</b> mm ... výška smykové zarážky



**c) Materiály, podlití, svary, výpočetní koeficienty**

**Součinitele spolehlivosti materiálu:**

<b>Beton</b>		<b>Ocel</b>	
$\gamma_c =$	1.50	$\gamma_{M0} =$	1.00
		$\gamma_{M2} =$	1.25
<b>Materiály:</b>	Ocel	S 355	
		$f_{yk} =$	355 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{uk} =$	510 N/mm <sup>2</sup>
		$E =$	210 000 N/mm <sup>2</sup>
	Beton	C 30/37	
		$f_{ck} =$	30 N/mm <sup>2</sup>
		$f_{cd} =$	20 N/mm <sup>2</sup>
Výška svaru zarážky:		$a_{wf} =$	5 mm ... svar pásnice - směr X
		$a_{ww} =$	3 mm ... svar stojiny - směr X
Výška podlití:		$c =$	25 mm
Součinitel tření mezi betonem a ocelí:		$\mu =$	0.2

## 2) VYPOČET OCEL

Třecí síla:  $V_n = 80 \text{ kN}$   $V_n = N_{Ed} \cdot \mu$

### a) Posouzení na ohyb

Ohyb ve směru x:

$$M_{Ed,x} = 4.2 \text{ kNm} \quad M_{Ed,x} = (V_{Ed,x} - V_n) \left( \frac{h-c}{2} + c \right)$$

$$M_{Rd,x} = 61.6 \text{ kNm} \quad M_{Rd,x} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ohyb ve směru y:

$$M_{Ed,y} = 1.1025 \text{ kNm} \quad M_{Ed,y} = (V_{Ed,y} - V_n) \left( \frac{h-c}{2} + c \right)$$

$$M_{Rd,y} = 30.1 \text{ kNm} \quad M_{Rd,y} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Kombinace:

$$\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} \leq 1,0$$

$$0.07 + 0.04 < 1.00$$

$$0.10 < 1.00$$

**VYHOVÍ**

### b) Posouzení na smyk

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{Rd,x} = 207.0 \text{ kN} > V_{Ed,x} = 160 \text{ kN}$$

**VYHOVUJE**

$$V_{Rd,y} = 487.8 \text{ kN} > V_{Ed,y} = 101 \text{ kN}$$

**VYHOVUJE**

**c) Interakce ohybu a smyku**

$$0,5 \cdot V_{Rd,x} = 103.5 \text{ kN} < V_{Ed,x} = 160 \text{ kN}$$

**NUTNÁ REDUKCE**

$$0,5 \cdot V_{Rd,y} = 243.9 \text{ kN} > V_{Ed,y} = 101 \text{ kN}$$

**NEREDUKUJE SE**

Redukce:

$$\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$$

$$\rho_x = 0.30$$

$$\rho_y = 0.34$$

$$f_{y,red,x} = 249.2 \text{ MPa}$$

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \cdot f_{yk}$$

$$f_{y,red,y} = 233.1 \text{ MPa}$$

$$M_{v,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{y,red}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{v,Rd,x} = 43.2 \text{ kNm}$$

$$M_{v,Rd,y} = 19.8 \text{ kNm}$$

$$M_{v,Rd,x} = 56.7 \text{ kNm}$$

$$M_{v,Rd,y} = 25.7 \text{ kNm}$$

$$M_{v,Rd} = \left( W_{pl} - \frac{\rho_x \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

... platí pouze pro symetrické I profily

Kombinace:

$$\frac{M_{Ed,x}}{M_{v,Rd,x}} + \frac{M_{Ed,y}}{M_{v,Rd,y}} \leq 1,0$$

$$0.10 + 0.06 < 1.00$$

$$0.15 < 1.00$$

**VYHOVUJE**

**d) Posouzení svarů smykové zarážky**

$$\beta_w = 0.9$$

$$I_{w,x} = 11409563 \text{ mm}^4 \quad \dots \text{ moment setrvačnosti svarového obrazce - směr X}$$

$$I_{w,y} = 4585159.44 \text{ mm}^4 \quad \dots \text{ moment setrvačnosti svarového obrazce - směr Y}$$

Posouzení svaru stojiny:

$$\tau_{II} = \frac{V_{Ed}}{A_w}$$

$$\tau_{II,x} = 251.57 \text{ MPa} \quad \dots \text{ smykové napětí - směr X}$$

$$\tau_{II,y} = 24.69 \text{ MPa} \quad \dots \text{ smykové napětí - směr Y}$$

$$\sigma_M = \frac{M_{Ed}}{I_w} \cdot z$$

$$\sigma_{M,x} = 19.51 \text{ MPa} \quad \dots \text{ napětí svaru od ohybového momentu X}$$

$$\tau_{L,x} = \sigma_{L,x} = 13.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sigma_M}{\sqrt{2}}$$

$$\sigma_{M,y} = 16.83 \text{ MPa} \quad \dots \text{ napětí svaru od ohybového momentu Y}$$

$$\tau_{L,y} = \sigma_{L,y} = 11.90 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\text{Celkové posouzení směr X} \quad 436.61 < 453.3 \text{ MPa}$$

**SVAR STOJINY VYHOVUJE**

$$\text{Celkové posouzení směr Y} \quad 48.95 < 453.3 \text{ MPa}$$

**SVAR STOJINY VYHOVUJE**

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Posouzení svaru } \sigma_{\perp} \text{ směr X} \quad 13.80 < 408.00 \text{ MPa}$$

**SVAR STOJINY VYHOVUJE**

$$\text{Posouzení svaru } \sigma_{\perp} \text{ směr Y} \quad 11.90 < 408.00 \text{ MPa}$$

**SVAR STOJINY VYHOVUJE**

Posouzení svaru pásnice/konce profilu:

Pozn.: Smykové napětí  $\tau_{II} = 0$

$$\sigma_M = \frac{M_{Ed}}{I_w} \cdot z \quad \sigma_{M,x} = 25.40 \text{ MPa} \quad \dots \text{ napětí svaru od ohybového momentu X}$$

$$\tau_{L,x} = \sigma_{L,x} = 17.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\sigma_M}{\sqrt{2}} \quad \sigma_{M,y} = 0.00 \text{ MPa} \quad \dots \text{ napětí svaru od ohybového momentu Y}$$

$$\tau_{L,y} = \sigma_{L,y} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

**Celkové posouzení směr X** 35.92 < 453.3 MPa

**SVAR PÁSNICE VYHOVUJE**

**Celkové posouzení směr Y** 0.00 < 453.3 MPa

**SVAR PÁSNICE VYHOVUJE**

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

**Posouzení svaru  $\sigma_{\perp}$  směr X** 17.96 < 408.00 MPa

**SVAR PÁSNICE VYHOVUJE**

**Posouzení svaru  $\sigma_{\perp}$  směr Y** 0.00 < 408.00 MPa

**SVAR PÁSNICE VYHOVUJE**

## 5) Výpočet - beton

### e) Posouzení napětí v betonu

$$\sigma_{x,y} = \frac{V_{Ed,x,y}}{b \cdot (h - c)}$$

Napětí v betonu ve směru X:

$$\sigma_x = 14.29 \text{ MPa} < f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

**VYHOVUJE - TŘÍDA BETONU A ROZMĚRY ZARÁŽKY JSOU DOSTAČUJÍCÍ**

Napětí v betonu ve směru y:

$$\sigma_y = 13.81 \text{ MPa} < f_{cd} = 20 \text{ MPa}$$

**VYHOVUJE - TŘÍDA BETONU A ROZMĚRY ZARÁŽKY JSOU DOSTAČUJÍCÍ**

## 5.4.2 Vyztužení betonové desky

PD a AD pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekt - most M1

## Projekt

Akce : PD a AD pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
Část : D.200. Mostní objekt - most M1  
Popis : Vyztužení mostovky  
Odběratel : Státní pozemkový úřad  
Vypracoval :  
Datum : 29.11.2021  
Číslo zakázky : 21/19  
Archivní číslo : 21/19

## Norma

Norma **EN 1992-1-1/Česko**.

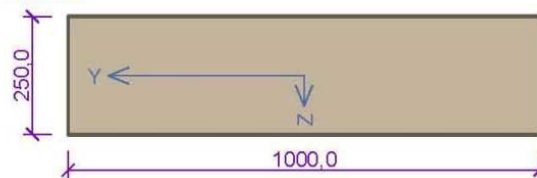
Únosnost betonu - základní kombinace zatížení :  $\gamma_C = 1,500$   
Únosnost výztuže - základní kombinace zatížení :  $\gamma_S = 1,150$   
Únosnost betonu - mimořádná kombinace zatížení :  $\gamma_C = 1,200$   
Únosnost výztuže - mimořádná kombinace zatížení :  $\gamma_S = 1,000$   
Modul pružnosti betonu :  $\gamma_{cE} = 1,200$   
Tlaková pevnost betonu :  $\alpha_{cc} = 1,000$   
Minimální stupeň vyztužení desky dle ČSN 73 1201

## 1 Řez 1

## 1.1 Vstupní data

Typ prvku: deska  
Prostředí: XC4, XF4

## Průřez



## Materiály

## Beton: C 30/37

$f_{ck} = 30,0$  MPa;  $f_{ctm} = 2,9$  MPa;  $E_{cm} = 33000$  MPa

## Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0$  MPa;  $E_s = 200000$  MPa

## Ocel příčná: B500

$f_{yk} = 500,0$  MPa;  $E_s = 200000$  MPa

## Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	QP koef. [-]
1	VYZTUŽENÍ DESKY - UPROSTŘED ROZPĚTÍ	0,00	90,00	200,00	1,000

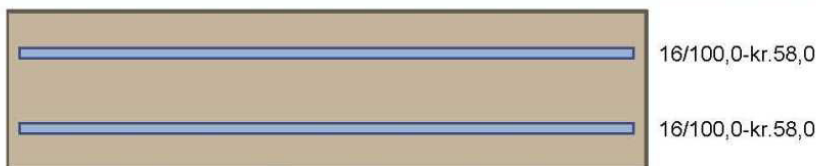
## Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 2	0,00	60,00	1,000

## Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
10	16	58,0	horní výztuž
10	16	58,0	dolní výztuž

PD a AD pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekt - most M1



#### Podélná výztuž - podrobnosti

Číslo	Y [mm]	Z [mm]	Profil [mm]
1	58,0	184,0	16
2	942,0	184,0	16
3	156,2	184,0	16
4	843,8	184,0	16
5	254,4	184,0	16
6	745,6	184,0	16
7	352,7	184,0	16
8	647,3	184,0	16
9	450,9	184,0	16
10	549,1	184,0	16
11	58,0	66,0	16
12	942,0	66,0	16
13	156,2	66,0	16
14	843,8	66,0	16
15	254,4	66,0	16
16	745,6	66,0	16
17	352,7	66,0	16
18	647,3	66,0	16
19	450,9	66,0	16
20	549,1	66,0	16

Počátek souřadného systému je v levém dolním rohu obálky průřezu

S tlačnou výztuží je počítáno.

#### Smyková výztuž

##### Spony

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 100,0 mm; Střihy: 5

##### Minimální krytí

Třída konstrukce: S4

$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10) = \max(16; 30; 10) = 30 \text{ mm}$

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 + 10 = 40 \text{ mm}$

## 1.2 Výsledky

### Ideální průřez

Poměr tuhosti výztuže a betonu:  $\alpha_e = 6,061$

Průřezová plocha:  $A = 274,10^3 \text{ mm}^2$

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$y_t = 500 \text{ mm}; z_t = 125 \text{ mm}$

Moment setrvačnosti:

$I_y = 1,39,10^9 \text{ mm}^4; I_z = 22,8,10^9 \text{ mm}^4$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$S_{y,s} = 0 \text{ mm}^4; S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$

**1: VYZTUŽENÍ DESKY - UPROSTŘED ROZPĚTÍ** - základní návrhová

$N=0,00\text{kN}; M_y=90,00\text{kNm}; V_z=200,00\text{kN}$



**Podrobné posouzení OHYB: VYZTUŽENÍ DESKY - UPROSTŘED ROZPĚTÍ****Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = A_{s,t} / (b_t \times d) = 2\,011 / (1\,000 \times 184) = 0,0109$$

$$\rho_s = A_s / A_c = 4\,021 / 250 \cdot 10^3 = 0,0161$$

$$\rho_{s,min} = \max(0,26 \times f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013) = \max(0,26 \times 2,9 / 500; 0,0013) = \max(0,00151; 0,0013) = 0,00151$$

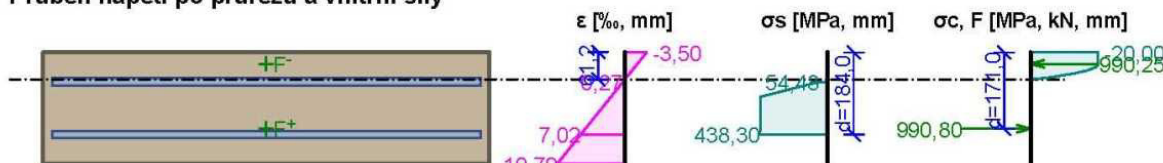
$$\rho_{s,t,CSN} = A_{s,t} / A_c = 2\,011 / 250 \cdot 10^3 = 0,00804$$

$$\rho_{s,min,CSN} = \max(0,0018 \times f_{yk} / 500; 0,0014) = \max(0,0018 \times 500 / 500; 0,0014) = \max(0,0018; 0,0014) = 0,0018$$

$$\rho_{s,t} = 0,0109 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,00804 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0161 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

**Průběh napětí po průřezu a vnitřní síly****Deformace v krajních vláknech průřezu**

Nejmenší deformace v betonu:	-3,50 ‰
Největší deformace v betonu:	10,79 ‰
Nejmenší deformace ve výztuži:	0,27 ‰
Největší deformace ve výztuži:	7,02 ‰
Směr neutrálné osy:	360,00 °
Výška tlačené části průřezu:	x = 61,2 mm
Efektivní výška průřezu:	d = 184,0 mm

$$\xi = 0,33 \leq \xi_{max} = 0,58 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$M_{Edy} = 90,00 \leq M_{Rdy} = 144,14 \text{ kNm}$$

**Posouzení průřezu na ohyb Vyhovuje**

Využití: 62,4 %

**Podrobné posouzení SMYK: VYZTUŽENÍ DESKY - UPROSTŘED ROZPĚTÍ****Stupeň vyztužení smykovou výztuží**

$$\rho_w = A_{sw} / b_w \times s = 251,3 / 1\,000 / 100 = 0,00251$$

$$\rho_{w,min} = 80 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 80 \times \sqrt{30} / 500 = 0,000876$$

$$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00251 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků} \quad s_{l,max} = 138,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků} \quad s_{t,max} = 276,0 \text{ mm}$$

Použit model náhradní příhradoviny  
Sklon tlačené diagonály :  $\theta = 29,74^\circ$ 

Únosnost betonu

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_C = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 / d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200 / 184)}; 2) = \min(2,043; 2) = 2$$

$$\rho_l = \min(A_{sl} / (b_w \times d); 0,02) = \min(2\,011 / (1\,000 \times 184); 0,02) = \min(0,0109; 0,02) = 0,0109$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{1,5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \times 2^{1,5} \times \sqrt{30} = 0,542 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = \max(C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{100 \times \rho_l \times f_{ck}}; v_{min}) \times b_w \times d = \max(0,12 \times 2 \times \sqrt[3]{100 \times 0,0109 \times 30}; 0,542) \times 1\,000 \times 184 = 141,3 \text{ kN}$$

Únosnost smykové výztuže

$$V_{Rds} = A_{sw} / s \times z \times f_{yd} \times \cot \theta = 251,3 / 100 \times 158,5 \times 434,8 \times 1,75 = 303,1 \text{ kN}$$

Únosnost tlakové diagonály

$$v_1 = 0,6 \times (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 30 / 250) = 0,528$$

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 1\,000 \times 158,5 \times 0,528 \times 20 / (1,75 + 0,571) = 721,1 \text{ kN}$$



Výsledná únosnost

$$V_{Rd} = \max(V_{Rdc}; \min(V_{Rdmax}; V_{Rds})) = \max(141,3; \min(721,1; 303,1)) = \max(141,3; 303,1) = 303,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 200 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 303,1 \text{ kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

**Únosnost průřezu ve smyku Vyhovuje**

Využití: 66,0 %

2: **Zat. případ 2** - kvazistálá

$$N=0,00\text{kN}; M_y=60,00\text{kNm}$$

**Podrobné posouzení - Omezení šířky trhlin: Zat. případ 2****Ideální průřez**Poměr tuhosti výztuže a betonu:  $\alpha_e = 6,061$ Průřezová plocha:  $A = 274,10^3 \text{ mm}^2$ 

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$$y_t = 500 \text{ mm}; z_t = 125 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti:

$$I_y = 1,39,10^9 \text{ mm}^4; I_z = 22,8,10^9 \text{ mm}^4$$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$$S_{y,s} = 0 \text{ mm}^4; S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$$

**Průřez s vyloučením tahu v betonu**Průřezová plocha:  $A = 81\,781 \text{ mm}^2$ 

Poloha těžiště (od levého spodního rohu obálky průřezu):

$$y_t = 500 \text{ mm}; z_t = 192,6 \text{ mm}$$

Moment setrvačnosti:

$$I_y = 259,10^6 \text{ mm}^4; I_z = 6,72,10^9 \text{ mm}^4$$

Statický moment výztuže vůči těžišti průřezu:

$$S_{y,s} = -272,10^6 \text{ mm}^4; S_{z,s} = 0 \text{ mm}^4$$



Trhliny jsou počítány pouze při horním/spodním povrchu průřezu.

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0,00201 / 0,125 = 0,0161$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 200,10^3 / 33\,000 = 6,061$$

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{cm} = \max(0,6 \times \sigma_s / E_s; [\sigma_s - k_t \times f_{ctm} / \rho_{p,eff} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})] / E_s) = \max(0,6 \times 177,6 / 200,10^3; [177,6 - 0,4 \times 2,9 / 0,0161 \times (1 + 6,061 \times 0,0161)] / 200,10^3) = \max(0,000533; 0,000492) = 0,000533$$

$$k_3 = \min(3,4 \times (25 / c)^{0,667}; 3,4) = \min(3,4 \times (25 / 58)^{0,667}; 3,4) = \min(1,94; 3,4) = 1,94$$

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times d / \rho_{p,eff} = 1,94 \times 58 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \times 16 / 0,0161 = 281,6 \text{ mm}$$

$$w = \varepsilon_s - \varepsilon_{cm} \times s_{r,max} = 0,000533 \times 281,6 = 0,15 \text{ mm}$$

Maximální povolená šířka trhliny: 0,300mm (Prostředí - XC2, XC3, XC4, XD1, XD2, XD3, XS1, XS2 nebo XS3)

Výška tlačené části průřezu:  $h=57,4\text{mm}$ 

Využití průřezu: 50,0 %

**Posouzení průřezu na mezní stav omezení šířky trhlin Vyhovuje****Posouzení min. a max. stupně vyztužení**

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,0109 \geq \rho_{s,min} = 0,00151$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,00804 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0161 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

PD a AD pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekt - most M1

#### Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$\rho_{w,min} = 0,000876 \leq \rho_w = 0,00251 \Rightarrow$  **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků  $s_{l,max} = 138,0 \text{ mm} \Rightarrow$  **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků  $s_{t,max} = 276,0 \text{ mm}$

#### Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$M_{Rdy}$ [kNm]	$V_{Edz}$ [kN]	$V_{Rdz}$ [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	VYZTUŽENÍ DESKY - UPROSTŘED ROZPĚTÍ	0,00	0,00	90,00	144,14	200,00	303,14	66,0	Vyhovuje

**Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 66,0 %**

#### Posouzení mezního stavu použitelnosti

##### Mezní stav omezení šířky trhlin

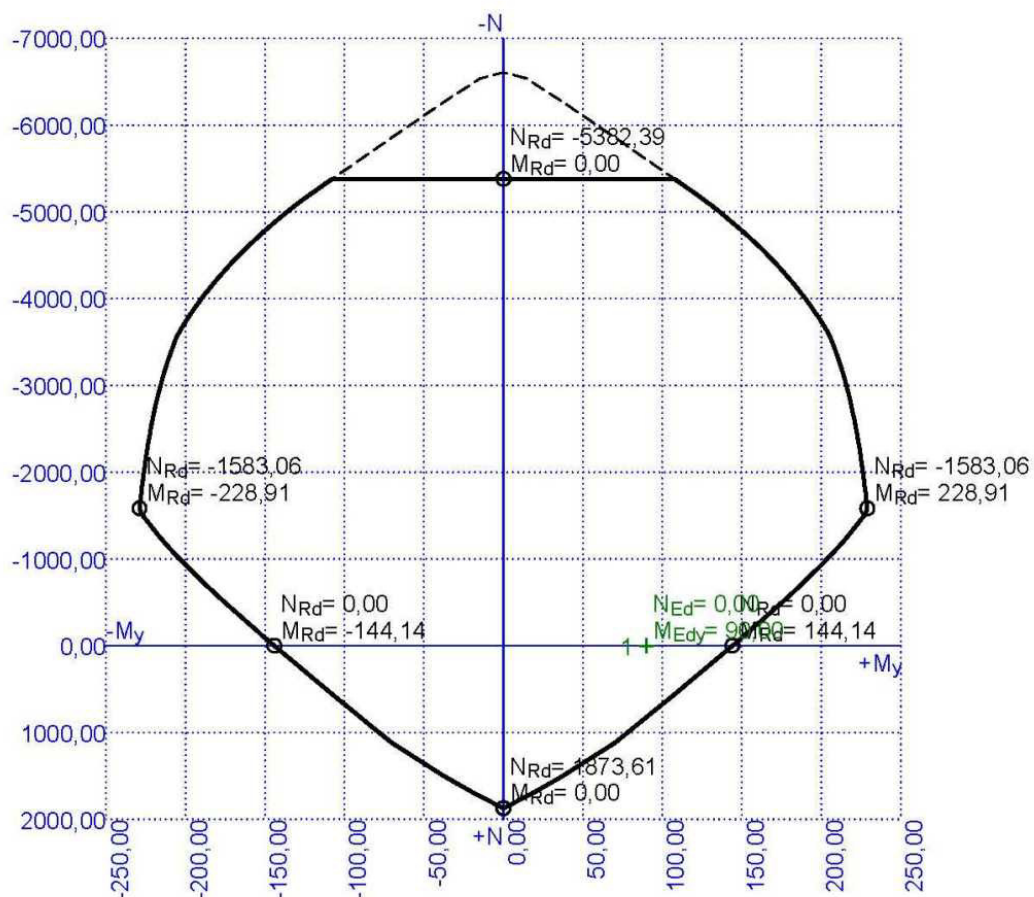
č.	Název	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Edy}$ [kNm]	$\Delta\epsilon$ [-]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Využití [%]	Posouzení
2	Zat. případ 2	0,00	60,00	$533 \cdot 10^{-6}$	0,282	0,150	50,0	Vyhovuje
	Maximální povolená šířka $w_{max}$					0,300		

**Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE - 50,0 %**

#### Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 66,0 %

### Interakční diagram





### 5.4.3 Protlačení desky mostovky

Protlačení betonové desky je uvaženo pro zatěžovací plochu 0,4x0,4 m, která odpovídá ploše kola pod jednou polonápravou.

#### Vstupní údaje:

$V_{z,Ed} = 150 \text{ kN}$  – síla od jedné polonápravy (protlačení)

$M_{y,Ed} = 60 \text{ kNm}$  – ohybový moment od proměnného zatížení

$h = 250 \text{ mm}$  – výška betonové desky mostovky

$\varnothing_x = 12 \text{ mm}$  – průměr roznášecí výztuže v podélném směru mostu

$\varnothing_y = 16 \text{ mm}$  – průměr hlavní nosné výztuže v příčném směru mostu

$c_x = 74 \text{ mm}$  – krytí roznášecí výztuže

$c_y = 58 \text{ mm}$  – krytí hlavní nosné výztuže

#### Efektivní tloušťka desky:

$$d_x = h - c_x - 0,5 \cdot \varnothing_x = 250 - 74 - 0,5 \cdot 12 = \underline{170 \text{ mm}}$$

$$d_y = h - c_y - 0,5 \cdot \varnothing_y = 250 - 58 - 0,5 \cdot 16 = \underline{184 \text{ mm}}$$

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (170 + 184) = \underline{177 \text{ mm}} \text{ - efektivní tloušťka desky}$$

#### Maximální únosnost na obvodu sloupu $V_{Rd,max}$ :

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = \underline{0,528}$$

$$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 = \underline{4,2 \text{ MPa}} \text{ - únosnost na hraně sloupu}$$

#### Smykové napětí na obvodu sloupu $V_{Ed,max}$ :

$$V_{Ed,max} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{(u_0 \cdot d)} = \frac{1,15 \cdot 150}{1,6 \cdot 177} = \underline{0,609 \text{ MPa}} \text{ - smykové napětí na hraně sloupu}$$

$$V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max} \rightarrow \underline{0,609 \text{ MPa}} \leq \underline{4,2 \text{ MPa}} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

#### Únosnost betonu $V_{Rd,c}$ :

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = \underline{0,12}$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200/d)}; 2) = \min(1 + \sqrt{(200/177)}; 2) = \min(2,063; 2) = \underline{2}$$

$$A_{sx} = 10 \cdot \pi \cdot \varnothing_x^2 / 4 = 10 \cdot 3,14 \cdot 12^2 / 4 = \underline{1131 \text{ mm}^2} \text{ - plocha výztuže v podélném směru desky}$$

$$\rho_{lx} = A_{sx} / (1000 \cdot d) = 1131 / (1000 \cdot 177) = \underline{0,00639} \text{ - procento vyztužení průřezu}$$



$$A_{sy} = 10 \cdot \pi \cdot \varnothing_y^2 / 4 = 10 \cdot 3,14 \cdot 16^2 / 4 = \underline{2011 \text{ mm}^2} \text{ - plocha výztuže v příčném směru desky}$$

$$\rho_{ly} = A_{sy} / (1000 \cdot d) = 2011 / (1000 \cdot 177) = \underline{0,0114} \text{ - procento vyztužení průřezu}$$

$$\rho_l = \sqrt{(\rho_{lx} \cdot \rho_{ly})} = \sqrt{0,00639 \cdot 0,0114} = \underline{0,00852} \text{ - celkové procento vyztužení průřezu}$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,035 \cdot 2^{1,5} \cdot \sqrt{30} = \underline{0,542 \text{ MPa}}$$

$$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}; v_{\min}) = \max(0,12 \cdot 2 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00852 \cdot 30}; 0,542) = \underline{0,707 \text{ MPa}}$$

- Návrhová hodnota únosnosti ve smyku při protlačení desky bez smykové výztuže

$$u_{out} = \beta \cdot V_{Ed} / (V_{Rd,c} \cdot d) = 1,15 \cdot 150 / (0,707 \cdot 177) = \underline{1,379 \text{ m}} \text{ - vyhovuje (leží na hraně sloupu)}$$

#### **Posouzení obvodu č.1 ve vzdálenosti 0,354 m od okraje sloupu:**

$$V_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) = 1,15 \cdot 150 / (3,824 \cdot 177) = \underline{0,255 \text{ MPa}}$$

- smykové napětí na kontrolním obvodu 1

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \underline{0,255 \text{ MPa} \leq 0,707 \text{ MPa}} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$$

- Únosnost desky na protlačení vyhovuje



## 6 NÁVRH KONCOVÝCH OPĚR

Projektová dokumentace, autorský dozor a GTP pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekty - most M1

### Výpočet mostní opěry

#### Vstupní data

##### Projekt

Akce : Projektová dokumentace, autorský dozor a GTP pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
Část : D.200. Mostní objekty - most M1  
Popis : Koncová opěra mostu  
Odběratel : Státní pozemkový úřad  
Vypracoval :  
Datum : 30.11.2021  
Číslo zakázky : 21/19  
Archivní číslo : 21/19

##### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

##### Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)  
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

##### Výpočet zdi

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)  
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)  
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe  
Tvar zemního klínu : počítat šikmý  
Dovolená excentricita : 0,333  
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997  
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 :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	
Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]	
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]	
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]	

##### Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	1,36
3	0,00	3,50

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
4	1,10	3,70
5	1,10	4,50
6	-2,75	4,50
7	-2,75	3,70
8	-1,65	3,50
9	-1,65	1,36
10	-0,50	1,36
11	-0,50	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.  
Plocha řezu zdi = 7,84 m<sup>2</sup>.

Délka mostní opěry = 5,40 m

Délka základu opěry = 6,40 m

#### Křídla opěry - zavěšená symetrická

Tloušťka křídla = 0,35 m

Délka křídla za závěr. zídka = 1,90 m

Výška křídla = 3,32 m

Vzdál. oříznutí křídla od z.z. = 0,50 m

Hloubka oříznutí křídla = 2,40 m

#### 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

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

#### Parametry zemin

##### VOZOVKA

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 41,50^\circ$

Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

##### F5 MIO - KVARTÉR

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

Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 21,00^\circ$

Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$

Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$

Zemina : soudržná

Poissonovo číslo :  $\nu = 0,40$

Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

##### F3 MS - KVARTÉR

Objemová tíha :  $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 26,50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,35$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

**F8 CH - KVARTÉR**

Objemová tíha :  $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 15,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,42$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

**S4 SM - KVARTÉR**

Objemová tíha :  $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

**F4 CS - KVARTÉR**

Objemová tíha :  $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 24,50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 18,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,35$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

**F8 CH - NEOGÉN**

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 18,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
 Zemina : soudržná  
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,40$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

**S3 S-F - NEOGÉN**

Objemová tíha :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 32,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná



Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 17,50 \text{ kN/m}^3$

#### ZÁŠYP

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel ke-zemina :  $\delta = 0,00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

#### Zásyp za konstrukci

Přířazená zemina : ZÁŠYP  
 Sklon =  $45,00^\circ$

#### Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Název : PROVOZNÍ ZATÍŽENÍ.  
 Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

#### Síly od mostu

Svislá síla  $F_s = 1250,00 \text{ kN}$   
 Vodorovná síla  $F_v = -480,00 \text{ kN}$   
 Umístění  $a_1 = 0,55 \text{ m}$   
 Výška  $v = 0,00 \text{ m}$

#### Síly od přechodové desky

Svislá síla  $F_s = 0,00 \text{ kN}$   
 Vodorovná síla  $F_v = 0,00 \text{ kN}$   
 Umístění  $a_2 = 0,00 \text{ m}$

#### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,55	0,00 .. 0,55	VOZOVKA	
2	0,10	0,55 .. 0,65	F5 MIO - KVARTÉR	
3	0,70	0,65 .. 1,35	F3 MS - KVARTÉR	
4	1,10	1,35 .. 2,45	F8 CH - KVARTÉR	
5	1,50	2,45 .. 3,95	S4 SM - KVARTÉR	
6	0,40	3,95 .. 4,35	F4 CS - KVARTÉR	
7	4,10	4,35 .. 8,45	F8 CH - NEOGÉN	
8	1,55	8,45 .. 10,00	S3 S-F - NEOGÉN	
9	-	10,00 .. ∞	S3 S-F - NEOGÉN	

#### Založení

Typ založení : základový pas

Projektová dokumentace, autorský dozor a GTP pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekty - most M1

Objemová tíha základu  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

#### Geometrie betonového základu

Tloušťka základu  $h = 0,30 \text{ m}$

Vysazení vlevo  $b_l = 0,50 \text{ m}$

Vysazení vpravo  $b_p = 0,50 \text{ m}$

#### Parametry kontaktu zeď-základ

Součinitel tření  $f = 0,577$

Soudržnost  $c = 0,00 \text{ kPa}$

Dodatečný odpor  $F = 0,00 \text{ kN/m}$

#### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

#### Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,55 m

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

#### 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	9,00		0,00	6,00	na terénu
Číslo	Název							
1	PROVOZ - PLOŠNÉ							

#### Zadaná bodová přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Velikost [kN]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	400,00	0,00	1,20	2,00	na terénu
Číslo	Název							
1	PROVOZ							

#### Odpor na lici konstrukce

Odpor na lici konstrukce: klidový

Zemina na lici konstrukce - ZÁSYN

Výška zeminy před zdí

$h = 2,50 \text{ m}$

Sklon zeminy před zdí

$\beta = -18,00^\circ$

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zeď se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

#### Posouzení čís. 1

##### Spočtené síly působící na konstrukci

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh. - zeď	0,00	-1,48	180,34	1,97	1,000	1,000	1,350
Odpor na lici	-28,90	-0,83	6,36	0,54	1,000	1,000	1,350
Tíh. - zemní klín	0,00	-2,92	58,88	3,30	1,000	1,000	1,350
Tlak v klidu	79,85	-1,59	0,00	3,85	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	16,55	-0,65	10,05	3,85	1,000	1,350	1,350
Vztlak vody	0,00	-4,50	0,00	2,75	1,000	1,000	1,350
PROVOZ	0,00	-4,50	0,00	3,85	0,000	0,000	1,500
PROVOZ - PLOŠNÉ	14,10	-2,48	0,00	3,85	1,500	1,500	1,500

Projektová dokumentace, autorský dozor a GTP pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekty - most M1

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
PROVOZ	0,00	-4,50	183,34	3,30	0,000	0,000	1,500
PROVOZ - PLOŠNÉ	0,00	-4,50	9,90	3,30	0,000	0,000	1,500
Křídla opěry	0,00	-3,15	13,97	3,53	1,000	1,000	1,350
Reakce mostu	88,89	-3,14	231,48	1,65	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-4,50	0,00	2,75	-	-	-

#### Posouzení mostní opěry

##### Posouzení na překlpení

Moment vzdorující  $M_{res} = 617,17$  kNm/m

Moment klopící  $M_{ovr} = 413,08$  kNm/m

##### Zed' na překlpení VYHOVUJE

##### Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující  $H_{res} = 223,33$  kN/m

Vodor. síla posunující  $H_{act} = 178,26$  kN/m

##### Zed' na posunutí VYHOVUJE

##### Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 198,19 kPa

#### Únosnost základové půdy

##### Síly působící ve středu spáry základ-zed'

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-10,92	745,84	174,87
2	364,91	421,95	182,07

##### Normové síly působící ve středu spáry základ-zed' (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	88,53	584,99	147,65
2	312,71	421,95	147,65

#### Posouzení plošného základu

##### Vstupní data

##### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

##### Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

##### Sedání

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

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

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

##### Patky

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



Projektová dokumentace, autorský dozor a GTP pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekty - most M1

Posouzení tažené patky : standardní postup  
Dovolená excentricita : 0,333  
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997  
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	





#### Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	VOZOVKA		41,50	0,00	21,00	11,00	0,00
2	F5 MIO - KVARTÉR		21,00	12,00	20,00	10,00	0,00
3	F3 MS - KVARTÉR		26,50	12,00	18,00	8,00	0,00
4	F8 CH - KVARTÉR		15,00	5,00	20,50	10,50	0,00
5	S4 SM - KVARTÉR		29,00	2,00	18,00	8,00	0,00
6	F4 CS - KVARTÉR		24,50	18,00	18,50	8,50	0,00
7	F8 CH - NEOGÉN		20,00	18,00	21,00	11,00	0,00
8	S3 S-F - NEOGÉN		32,00	0,00	17,50	7,50	0,00
9	ZÁSYP		30,00	0,00	20,00	10,00	0,00

#### Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
1	VOZOVKA		nesoudržná	41,50	-	-	-
2	F5 MIO - KVARTÉR		soudržná	-	0,40	-	-
3	F3 MS - KVARTÉR		soudržná	-	0,35	-	-
4	F8 CH - KVARTÉR		soudržná	-	0,42	-	-
5	S4 SM - KVARTÉR		soudržná	-	0,30	-	-

Projektová dokumentace, autorský dozor a GTP pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekty - most M1

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	$\varphi_{ef}$ [°]	$\nu$ [-]	OCR [-]	$K_r$ [-]
6	F4 CS - KVARTÉR		soudržná	-	0,35	-	-
7	F8 CH - NEOGÉN		soudržná	-	0,40	-	-
8	S3 S-F - NEOGÉN		nesoudržná	32,00	-	-	-
9	ZÁŠYP		nesoudržná	30,00	-	-	-

**Parametry zemín****VOZOVKA**

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 41,50^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$   
Edometrický modul :  $E_{oed} = 478,00 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

**F5 MIO - KVARTÉR**

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 21,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$   
Edometrický modul :  $E_{oed} = 8,50 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**F3 MS - KVARTÉR**

Objemová tíha :  $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 26,50^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$   
Edometrický modul :  $E_{oed} = 10,50 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

**F8 CH - KVARTÉR**

Objemová tíha :  $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 15,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$   
Edometrický modul :  $E_{oed} = 7,50 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

**S4 SM - KVARTÉR**

Objemová tíha :  $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 29,00^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$   
Edometrický modul :  $E_{oed} = 13,50 \text{ MPa}$   
Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$

**F4 CS - KVARTÉR**

Objemová tíha :  $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$   
Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 24,50^\circ$   
Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 18,00 \text{ kPa}$   
Edometrický modul :  $E_{oed} = 10,50 \text{ MPa}$

Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

**F8 CH - NEOGÉN**

Objemová tíha :  $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 20,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 18,00 \text{ kPa}$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 10,00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,40$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

**S3 S-F - NEOGÉN**

Objemová tíha :  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 32,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 21,00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0,30$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 17,50 \text{ kN/m}^3$

**ZÁSYP**

Objemová tíha :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$   
 Edometrický modul :  $E_{\text{oed}} = 478,00 \text{ MPa}$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

**Založení****Typ základu: základový pas**

Hloubka od původního terénu  $h_z = 4,50 \text{ m}$   
 Hloubka základové spáry  $d = 2,80 \text{ m}$   
 Tloušťka základu  $t = 0,30 \text{ m}$   
 Sklon upraveného terénu  $s_1 = 18,00^\circ$   
 Sklon základové spáry  $s_2 = 0,00^\circ$

**Nadloží**

Typ: zadat objemovou tíhu  
 Objemová tíha zeminy nad základem =  $21,00 \text{ kN/m}^3$

**Geometrie konstrukce****Typ základu: základový pas**

Celková délka pasu =  $6,40 \text{ m}$   
 Šířka pasu (x) =  $4,85 \text{ m}$   
 Šířka sloupu ve směru x =  $3,85 \text{ m}$

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Objem pasu =  $1,45 \text{ m}^3/\text{m}$   
 Objem výkopu =  $13,58 \text{ m}^3/\text{m}$   
 Objem zásypu =  $2,50 \text{ m}^3/\text{m}$

**Materiál konstrukce**

Objemová tíha  $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$   
 Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

**Beton : C 30/37**

Válcová pevnost v tlaku  $f_{\text{ck}} = 30,00 \text{ MPa}$   
 Pevnost v tahu  $f_{\text{ctm}} = 2,90 \text{ MPa}$

Projektová dokumentace, autorský dozor a GTP pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekty - most M1

Modul pružnosti  $E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$

**Ocel podélná : B500**

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

**Ocel příčná: B500**

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

#### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,55	0,00 .. 0,55	VOZOVKA	
2	0,10	0,55 .. 0,65	F5 MIO - KVARTÉR	
3	0,70	0,65 .. 1,35	F3 MS - KVARTÉR	
4	1,10	1,35 .. 2,45	F8 CH - KVARTÉR	
5	1,50	2,45 .. 3,95	S4 SM - KVARTÉR	
6	0,40	3,95 .. 4,35	F4 CS - KVARTÉR	
7	4,10	4,35 .. 8,45	F8 CH - NEOGÉN	
8	1,55	8,45 .. 10,00	S3 S-F - NEOGÉN	
9	-	10,00 .. ∞	S3 S-F - NEOGÉN	

#### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	$M_y$ [kNm/m]	$H_x$ [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		ZS 1	Návrhové	745,84	0,00	-174,87
2	Ano		ZS 2	Návrhové	421,95	364,91	-182,07
3	Ano		ZS 3	Užitné	584,99	88,53	-147,65
4	Ano		ZS 4	Užitné	421,95	312,71	-147,65

#### Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 2,55 m od původního terénu.

#### Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Posouzení čís. 1

##### Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ano	-0,07	0,00	170,29	259,71	65,57	Ano



Projektová dokumentace, autorský dozor a GTP pro prvky PSZ v k.ú. Hrušovany u Chomutova  
D.200. Mostní objekty - most M1

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
ZS 1	Ne	-0,07	0,00	170,29	259,71	65,57	Ano
ZS 2	Ano	-0,87	0,00	154,71	155,19	99,69	Ano
ZS 2	Ne	-0,87	0,00	154,71	155,19	99,69	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 21,82$  kN/m  
Spočtená tíha nadloží  $Z = 36,00$  kN/m

#### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obecný  
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)

Parametry smykové plochy pod základem:  
Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 6,77$  m  
Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 19,26$  m

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 155,19$  kPa  
Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 154,71$  kPa

#### Svislá únosnost VYHOVUJE

#### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,180 < 0,333$   
Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,000 < 0,333$   
Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,180 < 0,333$

#### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

#### Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (ZS 2)  
Zemní odpor: není uvažován

Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 209,49$  kN  
Extrémní horizontální síla  $H = 182,07$  kN

#### Vodorovná únosnost VYHOVUJE

#### Únosnost základu VYHOVUJE

#### Posouzení čís. 1

##### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.  
Výpočet proveden s uvažováním koeficientu  $\kappa_1$  (vliv hloubky založení).  
Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 21,82$  kN/m  
Spočtená tíha nadloží  $Z = 36,00$  kN/m  
Sednutí středu délkové hrany = 8,4 mm  
Sednutí středu šířkové hrany 1 = 10,8 mm  
Sednutí středu šířkové hrany 2 = 7,9 mm  
(1-hrana max.tlačená; 2-hrana min.tlačená)



**Sednutí a natočení základu - výsledky****Tuhost základu:**Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{def} = 12,92 \text{ MPa}$ Základ je ve směru délky poddajný ( $k=0,60$ )Základ je ve směru šířky tuhý ( $k=68,96$ )**Posouzení excentricity zatížení**Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0,153 < 0,333$ Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0,000 < 0,333$ Max. prostorová excentricita  $e_t = 0,153 < 0,333$ **Excentricita zatížení základu VYHOVUJE****Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 15,1 mm

Hloubka deformační zóny = 7,95 m

Natočení ve směru šířky = 2,104 ( $\tan^{-1} 1000$ ); ( $1,2E-01^\circ$ )**Dimenzace čís. 1**

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

**Posouzení podélné výztuže základu ve směru x**

4 ks profil 16,0 mm, krytí 40,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,30 m

Stupeň výztužení  $\rho = 0,32 \% > 0,15 \% = \rho_{min}$ Poloha neutrální osy  $x = 0,02 \text{ m} < 0,16 \text{ m} = x_{max}$ Moment na mezi únosnosti  $M_{Rd} = 85,06 \text{ kNm} > 23,73 \text{ kNm} = M_{Ed}$ **Průřez VYHOVUJE.****Posouzení základu na protlačení**

Normálová síla v sloupu = 421,95 kN

**Maximální únosnost na obvodu sloupu**

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 334,95 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 87,00 kN

Uvažovaný obvod sloupu  $u_0 = 2,00 \text{ m}$ Smykové napětí na obvodu sloupu  $V_{Ed,max} = 0,34 \text{ MPa}$ Únosnost na obvodu sloupu  $V_{Rd,max} = 4,22 \text{ MPa}$ **Kritický průřez bez smykové výztuže**

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy = 378,80 kN

Síla přenášená smykovou pevností patky = 43,15 kN

Vzdálenost průřezu od sloupu = 0,25 m

Délka průřezu  $u = 2,00 \text{ m}$ Smykové napětí na průřezu  $V_{Ed} = 0,24 \text{ MPa}$ Únosnost nevyztuženého průřezu  $V_{Rd,c} = 1,00 \text{ MPa}$  $V_{Ed} < V_{Rd,c} \Rightarrow$  Výztuž není nutná**Základ na protlačení VYHOVUJE**

**Dimenzace čís. 1****Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	$F_{hor}$ [kN/m]	Působíště z [m]	$F_{vert}$ [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.síla	Koef. pos.síla
Tíh. - zeď	0,00	-1,35	96,85	0,92	1,000	1,350	1,000
Odpor na líci	-9,58	-0,50	0,00	0,00	1,000	1,000	1,000
Tlak v klidu	51,34	-1,20	0,00	1,65	1,350	1,000	1,350
Tlak vody	3,93	-0,32	0,00	1,65	1,350	1,000	1,350
Vztlak vody	0,00	-3,50	0,00	1,65	1,000	1,000	1,000
PROVOZ	123,24	-2,96	0,00	1,65	1,500	0,000	1,500
PROVOZ - PLOŠNĚ	13,00	-1,75	0,00	1,65	1,500	0,000	1,500
Křídla opěry	0,00	-2,15	13,97	2,43	1,000	1,350	1,000
Reakce mostu	88,89	-2,14	231,48	0,55	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-3,50	0,00	1,65	-	-	-

**Dimenzace dříku opěry - vstupní data:**

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.

Vyztužení

10 ks profil 18,0 mm, krytí 50,0 mm

Vnitřní síly :  $M = 884,68 \text{ kNm/m}$ ;  $N = 342,30 \text{ kN/m}$ ;  $V = 358,28 \text{ kN/m}$ Výška průřezu  $h = 1,65 \text{ m}$ **Dimenzace dříku opěry - výsledky:**

Stupeň vyztužení	$\rho$	=	0,15 %	>	0,15 %	=	$\rho_{min}$
Poloha neutrálné osy	$x$	=	0,21 m				
Posouvající síla na mezi únosnosti	$V_{Rd}$	=	532,18 kN/m	>	358,28 kN/m	=	$V_{Ed}$
Tlaková síla na mezi únosnosti	$N_{Rd}$	=	978,28 kN/m	>	342,30 kN/m	=	$N_{Ed}$
Moment na mezi únosnosti	$M_{Rd}$	=	2528,41 kNm/m	>	884,68 kNm/m	=	$M_{Ed}$

**Průřez VYHOVUJE.**



## Prohlášení

Řešení statického posudku ocelové betonové konstrukce mostu bylo provedeno pro ověření celkové stability a citlivosti konstrukce na statická a dynamická zatížení v souladu s normami ČSN EN pro bezpečný návrh nosných konstrukcí s respektováním všech vlivů působících na danou konstrukci. Tento posudek je zaměřen na návrh konstrukčního řešení novostavby mostu. Posudek je součástí realizační dokumentace stavby novostavby ocelobetonové konstrukce mostu a spodní stavby konstrukce mostu. Konstrukční detaily a přesné provedení konstrukce je detailně řešeno v tomto projektu a projekt je pro provedení stavby určen. Jakékoli změny v posudku jsou možné pouze jako změna či dodatek k posudku a musí být odsouhlaseny autorem posudku.

## Použité normy

### *Návrh konstrukcí - zatížení*

ČSN EN 1990, ed. 2: *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. ČNI, Praha, 2015.

ČSN EN 1991-1-1: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemová tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. ČNI, Praha, 2007.

ČSN EN 1991-1-3: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem*. ČNI, Praha, 2005.

ČSN EN 1991-1-4: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*. ČNI, Praha, 2007.

ČSN EN 1991-1-5: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*. ČNI, Praha, 2005.

ČSN EN 1991-1-6: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění*. ČNI, Praha, 2005.

ČSN EN 1991-2: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. ČNI, Praha, 2005.

### *Betonové konstrukce*

ČSN EN 206-1: *Beton: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. ČNI, Praha, 2001.

ČSN EN 1992-1-1: *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pozemní stavby*. ČNI, Praha, 2011.

### *Ocelové konstrukce*

ČSN EN 1090-1+A1: *Eurokód 3: Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců*. ČNI, Praha, 2012.



ČSN EN 1090-2+A1: *Eurokód 3: Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce*. ČNI, Praha, 2012.

ČSN EN 1993-1-1: *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. ČNI, Praha, 2011.

ČSN EN 1993-1-5: *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-5: Boulení stěn*. ČNI, Praha, 2011.

ČSN EN 1993-1-8: *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků*. ČNI, Praha, 2011.

ČSN EN 1993-1-10: *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastností napříč tloušťkou*. ČNI, Praha, 2006.

ČSN EN 1993-2: *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty*. ČNI, Praha, 2006.

ČSN EN 1993-2: *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty*. ČNI, Praha, 2006.

### **Ocelobetonové konstrukce**

ČSN EN 1994-2: *Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty*. ČNI, Praha, 2007.

### **Geotechnika**

ČSN EN 1997-1: *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. ČNI, Praha, 2006.

### **Zkoušky svarů**

ČSN EN ISO 11666: *Nedestruktivní zkoušení svarů – Zkoušení ultrazvukem – Úrovně přípustnosti*. ČNI, Praha, 2019.

ČSN EN ISO 17637: *Nedestruktivní zkoušení svarů – Vizuální kontrola tavných svarů*. ČNI, Praha, 2018.

ČSN EN ISO 17640: *Nedestruktivní zkoušení svarů – Zkoušení ultrazvukem – Technik, třídy zkoušení a hodnocení*. ČNI, Praha, 2020.

### **Ložiska**

ČSN EN 1337-1: *Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla navrhování*. ČNI, Praha, 2002.

ČSN EN 1337-3: *Stavební ložiska – Část 3: Elastomerová ložiska*. ČNI, Praha, 2006.

ČSN EN 1337-10: *Stavební ložiska – Část 10: Prohlídka a údržba*. ČNI, Praha, 2004.

### **Protikorozní ochrana**

ČSN EN ISO 12944-1: *Nátěrové hmoty – protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy- Část 1: Obecné zásady*. ČNI, Praha, 2018.



ČSN EN ISO 12944-2: *Nátěrové hmoty – protikoroziční ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy- Část 2: Klasifikace vnějšího prostředí*. ČNI, Praha, 2018.

ČSN EN ISO 12944-3: *Nátěrové hmoty – protikoroziční ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy- Část 3: Navrhování*. ČNI, Praha, 2018.

ČSN EN ISO 12944-5: *Nátěrové hmoty – protikoroziční ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy- Část 5: Ochranné nátěrové systémy*. ČNI, Praha, 2018.

### ***Vyhlášky, předpisy a publikace***

405/2017 Sb.: *Vyhláška, kterou se mění vyhláška č. 499/2006 Sb., o dokumentaci staveb, ve znění vyhlášky č. 62/2013 Sb., a vyhláška č. 169/2016 Sb., o stanovení rozsahu dokumentace veřejné zakázky na stavební práce a soupisu stavebních prací, dodávek a služeb s výkazem výměr*, Ministerstvo vnitra, Praha 2017

ISBN 978-80-87-09390-0: *Navrhování mostních konstrukcí podle Eurokódů*, Informační centrum ČKAIT, Praha, 2011.

ISBN 978-80-01-03930-4: *Ocelové konstrukce - Normy*, Nakladatelství ČVUT, Praha, 2011.

ISBN 978-80-01-03140-7: *Ocelové konstrukce - Tabulky*, Nakladatelství ČVUT, Praha, 2009.

ISBN 978-80-01-03143-8: *Ocelové konstrukce - Příklady*, Nakladatelství ČVUT, Praha, 2007.

ISBN 978-80-01-04398-1: *Ocelové a dřevěné konstrukce – Řešené příklady*, Nakladatelství ČVUT, Praha, 2009.



## **Použitý software**

SCIA Engineer 2015 – *statický a dynamický návrh nosné ocelové konstrukce mostu*

FINE GEO 2017 – *Modul opěra – návrh koncových opěr spodní stavby*

FINE EC 2017 – *modul beton – návrh výztuže mostovky*

AUTODESK: *AutoCad 2016*

MICROSOFT OFFICE 2007: *Aplikace Word a Excel*

ADOBE: *Acrobat 9.0 Pro*

