




OBJEDNATEL:

**PARDUBICKÝ KRAJ**

Komenského náměstí 125, 532 11 Pardubice

 STATIKA, MOSTY, PAMÁTKY	navrhl	ING. O. SVOBODA		investor	Pardubický kraj
	vypracoval	ING. O. SVOBODA		zak. číslo	132018-1
	zodp. projektant	ING. O. SVOBODA		datum	11/2018
				stupeň	DUSP
	STAVBA : <b>Modernizace mostu ev.č. 305-019 Štěpánov u Skutče</b> SO 201 - Most ev.č. 305-019 Štěpánov u Skutče			měřítko	-
BENING s.r.o. 51206, Benešov u Semil 7 tel: 603 811 693 ondrej.svoboda@volny.cz	Příloha: <b>STATICKÝ VÝPOČET</b>			č.přílohy:	paré :
				<b>201.7</b>	





## Obsah

<b>1 Identifikační údaje .....</b>	<b>5</b>
<b>2 Základní údaje o mostu.....</b>	<b>5</b>
2.1 Technický popis konstrukce .....	6
2.2 Výpočetní model .....	6
2.3 Výpočetní pomůcky .....	6
2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury.....	6
2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu .....	7
2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu .....	7
<b>3 Grafické přílohy statického výpočtu.....</b>	<b>8</b>
3.1 Půdorys.....	8
3.2 Podélný řez.....	9
3.3 Příčný řez.....	9
<b>4 Výpočet.....</b>	<b>10</b>
4.1 Konstrukce.....	10
4.1.1 Schéma konstrukce .....	10
4.1.2 Předpokládaný postup výstavby .....	10
4.2 Materiály .....	10
4.2.1 Beton .....	10
4.2.2 Betonářská výztuž .....	11
4.3 Zatížení .....	11
4.3.1 Zatížení stálé .....	11
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u> .....	11
<u>Ostatní stálé zatížení</u> .....	11
<u>Zemní tlak</u> .....	11
4.3.2 Pokles podpěr .....	12
4.3.3 Zatížení proměnné .....	12
<u>Zatížení dopravou</u> .....	12
Model zatížení 1 (LM1) .....	12
Model zatížení 2 (LM2) .....	12
Brzdné a rozjezdové síly.....	13
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u> .....	13
4.3.4 Kombinace zatížení .....	14
<u>Mezní stavy únosnosti</u> .....	14
<u>Mezní stavy použitelnosti</u> .....	14
4.4 Nosná konstrukce.....	15
4.4.1 Postup výstavby.....	15
4.4.2 Vnitřní síly .....	16
4.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti.....	23
<u>Mezní stav omezení napětí</u> .....	23
<u>Mezní stav omezení trhlin</u> .....	23
<u>Mezní stav omezení průhybů</u> .....	23
4.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti .....	27
<u>Ohyb a normálová síla</u> .....	27
4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce .....	30

## Statický výpočet



4.4.6 Návrh a posouzení založení .....	33
<u>Základ rámu</u> .....	33
<b>5 Závěr .....</b>	<b>38</b>
<b>6 Schéma výztuže .....</b>	<b>39</b>

**1 Identifikační údaje**

<b>Stavba</b>	<b>Modernizace mostu ev.č. 305-019 Štěpánov u Skutče</b>
<b>Objekt číslo</b>	<b>SO 201</b>
<b>Název objektu</b>	<b>Most ev. č.305-019 Štěpánov u Skutče</b>
<b>Kraj</b>	kraj Pardubický
<b>Obec</b>	Skuteč (okres Chrudim)
<b>Katastrální území</b>	Štěpánov u Skutče (okres Chrudim);791709
<b>Investor</b>	<b>Pardubický kraj</b> Komenského nám. 125 532 11 Pardubice
<b>Uvažovaný správce objektu</b>	<b>Správa a údržba silnic Pardubického kraje, příspěvková organizace</b> Doubravice 98 53353 Pardubice
<b>Projektant objektu</b>	<b>Bening s r. o.</b> 51206, Benešov u Semil 7 Ing. Ondřej Svoboda tel. 603 811 693 Silnice II/305
<b>Pozemní komunikace</b>	
<b>Staničení na komunikaci</b>	-
<b>Zatížení</b>	Zatížení dle ČSN EN 1991 (skupina PK 1)
<b>Účel dokumentace</b>	<b>Dokumentace pro společné povolení - DUSP</b>

**2 Základní údaje o mostu**

*Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:*

4.1	silniční most
4.2	most přes vodní tok
4.3	o 1 poli
4.4	most s mostovkou v jedné úrovni
4.5	most s horní mostovkou
4.6	most bez přesypávky
4.7	nepohyblivý most
4.8	trvalý most
4.9	-
4.10	most v přímé
4.11	kolmý most
4.12	most ze železobetonu
4.13	-
4.14	rámový most, polorám
4.15	s neomezenou volnou výškou
4.16	-



<i>Charakteristika mostu</i>	Silniční most na silnici II/305 v obci Skuteč. Most je trvalý, kolmý, v přímé, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	5,0 m
<i>Délka mostu</i>	18,0 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	6,0 m
<i>Rozpětí polí</i>	5,5 m
<i>Šikmost mostu</i>	90°
<i>Volná šířka mostu</i>	6,5 m
<i>Šířka mezi zábradlím</i>	6,5 m
<i>Šířka mostu</i>	8,1 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	7,5 m
<i>Výška mostu</i>	5,1 m
<i>Volná výška na mostě</i>	Neomezená
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	$8,1 \times 6,0 = 48,6 \text{ m}^2$ <sup>1)</sup>
<i>Zatížení mostu</i>	Uvažováno zatížení dle ČSN EN 1991, hodnoty regulačních součinitelů jsou uvažovány pro skupinu pozemních komunikací 1
<i>Důležitá upozornění</i>	práce na výstavbě mostu budou koordinovány s ostatními objekty stavby zejména s demolicí stávajícího mostu, poloha inženýrských sítí v místě stavby musí být zjištěna ještě před započítím stavebních prací, sítě nacházející se v blízkosti výkopů musí být ochráněny
<i>Poznámky</i>	

## 2.1 Technický popis konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří polorám ze železobetonu. Rám na jedno pole s rozpětím 5,5 m. Most je kolmý. Příčný řez tvoří deska proměnné výšky 0,425 až 0,5 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,5 m. Založení rámu je plošné na šterkopískovém polštáři.

## 2.2 Výpočetní model

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.

## 2.3 Výpočetní pomůcky

Pro výpočet vnitřních sil na konstrukci a pro posouzení jednotlivých konstrukčních částí mostu byly použity tyto programy:

- Midas CIVIL 2017
- Microsoft Office 365
- Fine – GEO 5
- IDEA StatiCa

## 2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem



- [4] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
- [5] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [6] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [7] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [8] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [9] ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla navrhování
- [10] ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [11] Technicko – kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, v platném znění
- [12] Navrhování betonových mostů podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2010

## **2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu**

- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DUSP, BENING s.r.o.
- (2) Inženýrskogeologický průzkum, Štěpánov u Skutče – most, GEM, Mgr. Luděk Žabka, 09/2018,

## **2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu**

**Ing. Ondřej Svoboda**

Autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce

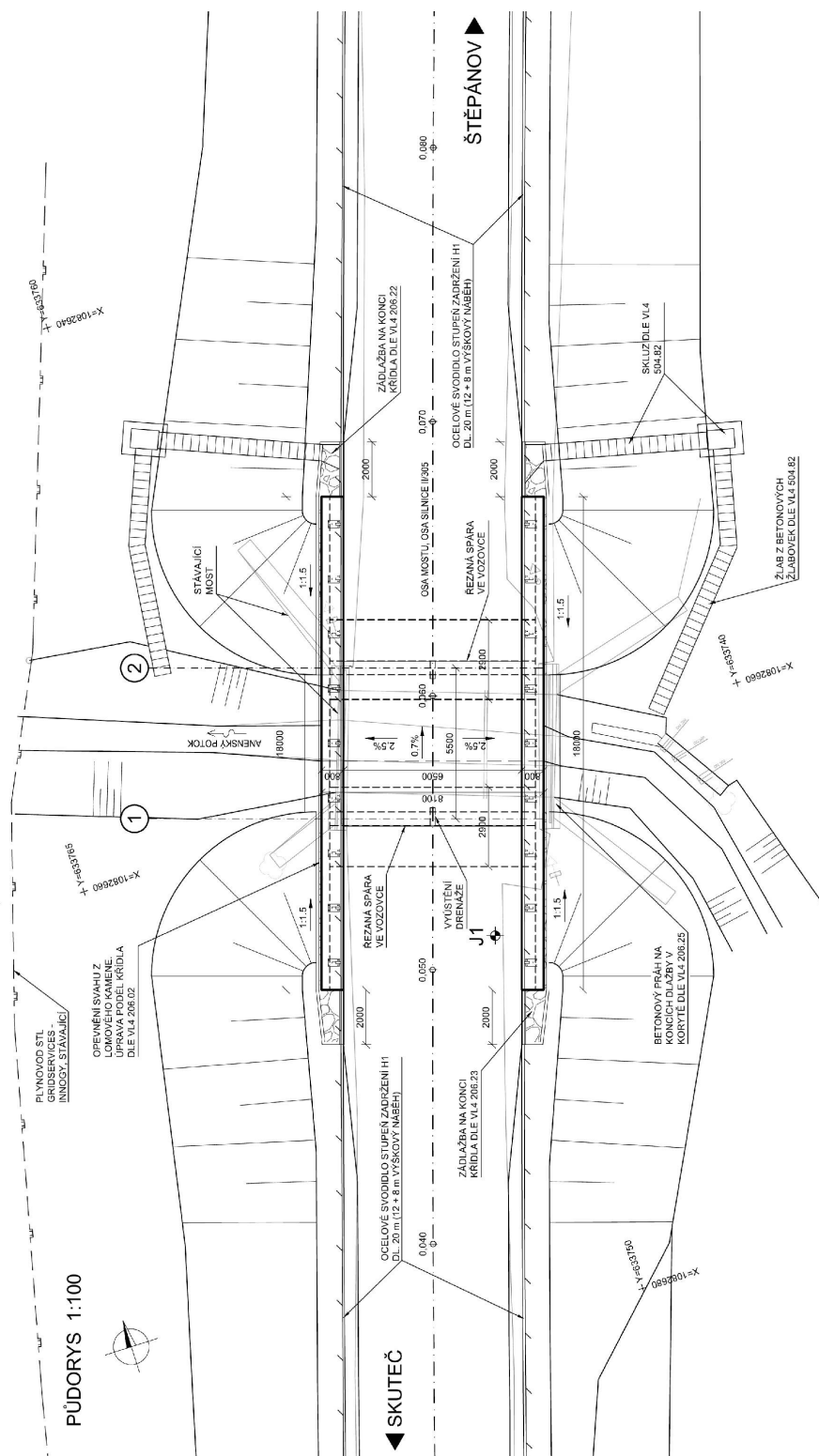
.....

Ing. Ondřej Svoboda

Benešov u Semil, 11/2018



### 3.1 Pūdorys







6000 18000 6000 6000

250 5500 250

1 2

ŘEZANÁ SPÁRA NA TLOUŠTKU  
OBRUSNÉ VRSTVY S ELAST.  
MODIF. ZÁLIVKOU DLE VL4 302.02

VOZOVKA, VIZ SO 101

VOZOVKA  
NA MOSTĚ

ŘEZANÁ SPÁRA NA TLOUŠTKU  
OBRUSNÉ VRSTVY S ELAST.  
MODIF. ZÁLIVKOU DLE VL4 302.02

SO 101, SO 201

SO 201, SO 101

J1  
351.60

0.9 GMY

CIY-CHY

5.25-HPV 4.8

CS

7.5 R3

8.0

PŘECHODOVÁ OBLAST  
SE SAMOSTATNÝM  
PŘECHODOVÝM KLÍNEM,  
VL4 201.03

20%

5%

1:1

500

500

5000

500

4329

346.000

2900

PAŽENÍ  
STAVEBNÍ JÁMY

ŠTĚRKOPÍSKOVÝ  
POLŠTÁŘ ZE  
ŠTĚRKODRTI 0/63  
HUTNĚNÝ NA  $\lambda_d=0.9$

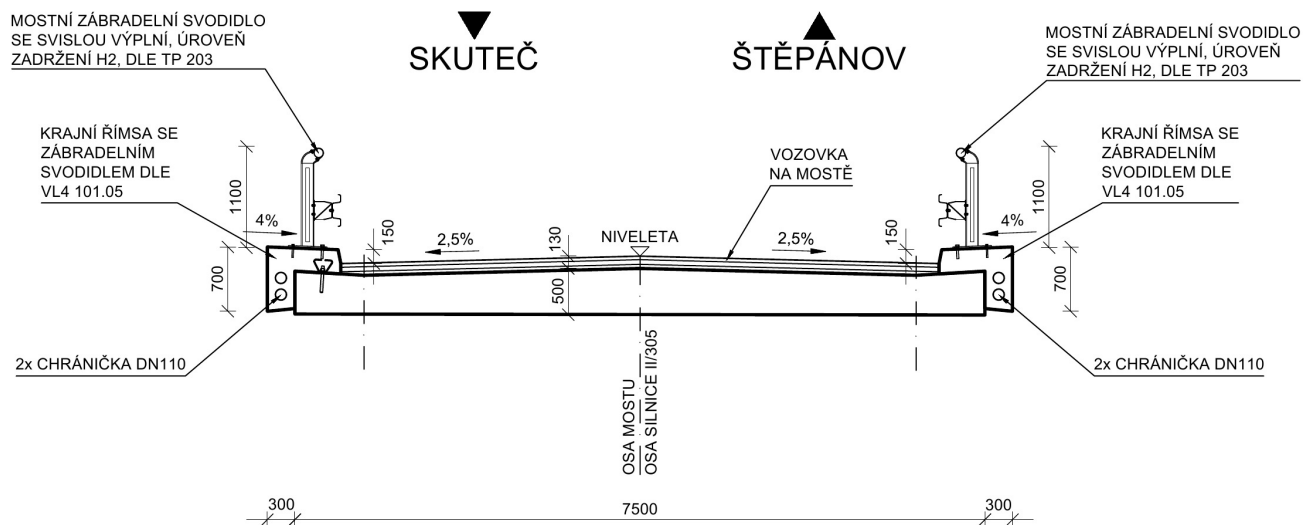
ODLÁŽDĚNÍ KORYTA,  
LOMOVÝ KÁMEN DO  
BETONU DLE VL4 206.02

PŘECHODOVÁ OBLAST  
SE SAMOSTATNÝM  
PŘECHODOVÝM KLÍNEM,  
VL4 201.03

VOZOVKA NA MOSTĚ

ACO 11S

ŘÍMSA	ZČNK	JÍZDNÍ PRUH	JÍZDNÍ PRUH	ZČNK	ŘÍMSA
8100					
800	VOLNÁ ŠÍŘKA MOSTU - 6500				800
500	2750	2750	500		



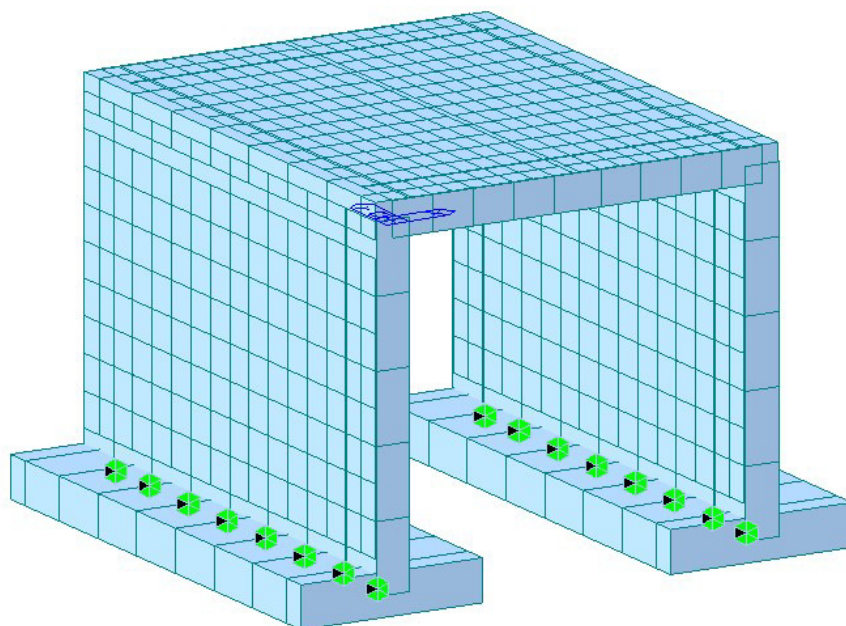


## 4 Výpočet

### 4.1 Konstrukce

#### 4.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model i se založením mostu. Konstrukce je v podélném směru rozdělena na 8 nosníků, které jsou příčně spojeny. Příčné vazby jsou po 0,6 m.



#### 4.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	zhotovení základů
14 dní	betonáž svislých stěn
42 dní	betonáž nosné konstrukce
70 dní	zhotovení mostního svršku
98 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

### 4.2 Materiály

#### 4.2.1 Beton

Beton: C30/37

Sečnový modul pružnosti:  $E_{cm} = 33\,000 \text{ MPa}$

## Statický výpočet



Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

#### **4.2.2 Betonářská výztuž**

Ocel:	B500B (10 505.9)
Charakteristická mez kluzu:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová mez kluzu:	$f_{yd} = 434 \text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_s = 200 \text{ GPa}$

### **4.3 Zatížení**

Zatížení jsou uvažována dle EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí.

#### **4.3.1 Zatížení stálé**

##### Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obvyčejného betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m<sup>3</sup>. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m<sup>3</sup> pro běžné procento vyztužení. Uvažovaná tíha je 25 kN/m<sup>3</sup>.

##### Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení zahrnuje tíhu ostatních částí mostu, přenášenou nosnou konstrukcí.

- |                                 |   |
|---------------------------------|---|
| • pravá železobetonová římsa    | $0,33 \text{ m}^2 * 25 \text{ kNm}^3 = 8,25 \text{ kNm}^{-1}$                   |
| • konstrukce vozovky tl. 135 mm | $0,135 \text{ m} * 6,5 \text{ m} * 25 \text{ kNm}^{-3} = 21,9 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • levá železobetonová římsa     | $0,33 \text{ m}^2 * 25 \text{ kNm}^3 = 8,25 \text{ kNm}^{-1}$                   |
| • 2 x zábradelní svodidlo       | $2 * 2,0 \text{ kNm}^{-1} = 4 \text{ kNm}^{-1}$                                 |
| • Celkem                        | $42,4 \text{ kNm}^{-1}$   |

##### Zemní tlak

Zásyp,  $\phi=30^\circ$

$$k_0 = 1 - \sin(\phi) = 0,5$$

$$\gamma = 20 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\sigma_1 = 0,5 * k_0 * \gamma = 5 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\sigma_{2L} = 5,0 * k_0 * \gamma = 50 \text{ kNm}^{-3}$$



#### 4.3.2 Pokles podpěr

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 5 mm.

#### 4.3.3 Zatížení proměnné

##### Zatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly)  $w = 6,5$  m.

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy:  $w_i = 3,0$  m, zbývající plocha šířky 0,5 m.

##### *Model zatížení 1 (LM1)*

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (nebo $q_{rk}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha ( $q_{rk}$ )	0	2,5

Jednotlivé silové účinky budou přenášobeny regulačním součinitelem dle NA.2.1 pro skupinu pozemních komunikací 1.

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Q3}$	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Q2}$	$\alpha_{Qi} (i > 2)$ a $\alpha_{qr}$
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 <sup>1)</sup>	1,6	1,6

<sup>1)</sup> Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je  $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 \sim 4 \text{ kN/m}^2$ .

##### *Model zatížení 2 (LM2)*

Používá se zejména pro zatěžovací délky 3 až 7 m a pro lokální ověření.



Model zatížení 3 (LM3)

**Tabulka NA.4 – Zvláštní vozidla pro silnice I. a II. třídy**

Celková tíha	1800 kN
Označení	1800/200
Nápravy	$n = 9 \times 200 \text{ kN}$ , $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3 (2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy $\pm 0,50 \text{ m}$ .
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ( $\leq 70 \text{ km/hod}$ )
Dynamický součinitel	Ano, $\varphi = 1,25$
Poznámka	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

**Brzdné a rozjezdové síly**

Síla je stanovena dle kap. 4.4.1 v ČSN EN 1991-2.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 6 = 376 \text{ kN}$$

**Klimatická zatížení – zatížení teplotou**

3.typ: betonová nosná konstrukce, betonová deska

Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce:

Podle umístění stavby byly určeny maximální a minimální teploty ve stínu platné pro ČR:

$$T_{\max} = 39^\circ\text{C}, T_{\min} = -31^\circ\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = 40,5^\circ\text{C}, T_{e,\min} = -23^\circ\text{C}.$$

Referenční teplota  $T_0 = 10^\circ\text{C}$ , potom:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -25 - 10 = -33^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 40,5 - 10 = +30,5^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_N = 63,5^\circ\text{C}$$

Rozdílová složka teploty

Je uvažovaný postup 2, podle obrázku 6.2c, typ 3a – betonová desková konstrukce.

Oteplení (měřeno zdola)

$$10,1^\circ\text{C} - 0,5 \text{ m}$$

$$2,4^\circ\text{C} - 0,35 \text{ m}$$

$$0,0^\circ\text{C} - 0,2 \text{ m}$$

$$0,0^\circ\text{C} - 0,15 \text{ m}$$

$$1,5^\circ\text{C} - 0,0 \text{ m}$$



Ochlazení (měřeno zdola)

-4,5°C – 0,5 m

-1,2°C – 0,4 m

0,0°C – 0,28 m

0,0°C – 0,23 m

-1,5°C – 0,1 m

-4,4°C – 0,0 m

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje se.

#### **4.3.4 Kombinace zatížení**

##### Mezní stavy únosnosti

Dle EN 1990 se pro mezní stavy STR (vnitřní porucha nebo nadměrná deformace) a GEO (porucha nebo nadměrná deformace základové půdy) použijí následující kombinace zatížení.

$$6.10 \quad \sum \gamma_G G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

*Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:*

$\gamma_G = 1,35$ ...součinitel stálého zatížení

$\gamma_Q = 1,35$ ...součinitel zatížení pro silniční dopravu a chodníky

$\gamma_Q = 1,50$ ...součinitel zatížení pro další proměnná zatížení

$\gamma_P = 1,00$ ...součinitel zatížení pro předpětí

$\psi_0 = 0,75$ ...součinitel kombinace pro LM1 – bodové síly (nápravy)

$\psi_0 = 0,40$ ...součinitel kombinace pro LM1 – spojitá zatížení, zatížení chodců

##### Mezní stavy použitelnosti

Dle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1992 se pro mezní stavy použitelnosti použijí následující kombinace zatížení.

a) Charakteristická kombinace

$$\sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

b) kvazistálá kombinace

$$\sum G + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$



#### 4.4 Nosná konstrukce

##### 4.4.1 Postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	zhotovení základů
14 dní	betonáž svislých stěn
42 dní	betonáž nosné konstrukce
70 dní	zhotovení mostního svršku
98 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

Výpočet smršťování a dotvarování je provedený programem MIDAS Civil.

Náhradní rozměr průřezu

$$h_o = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 3,45 / 15,9 = 430 \text{ mm}$$

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

$$\text{vlhkost} = 70\%$$

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

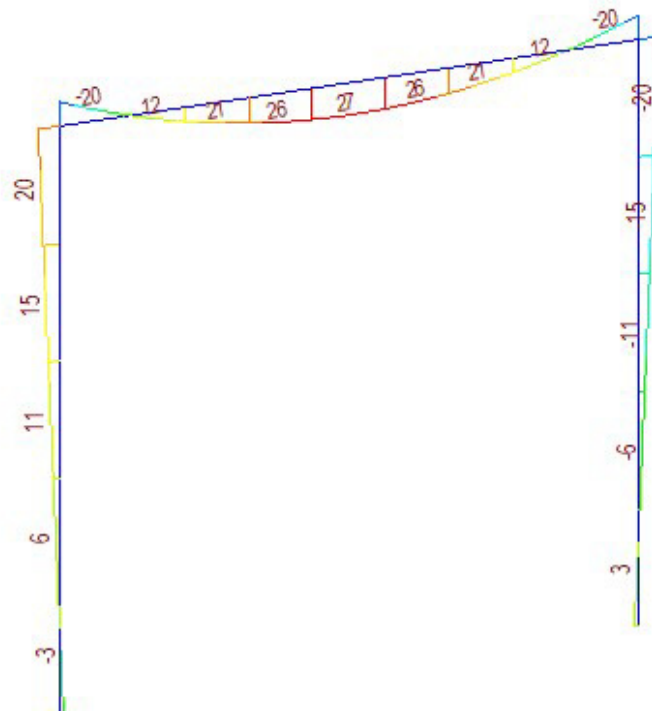
$$\text{Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, } \phi = 2.19$$

$$\text{Smrštění pro interval 0-36500, } \epsilon_{sh} = 0.000397$$



#### 4.4.2 Vnitřní síly

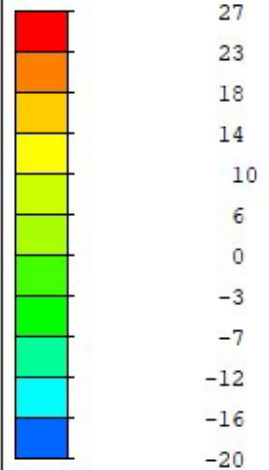
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace.



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

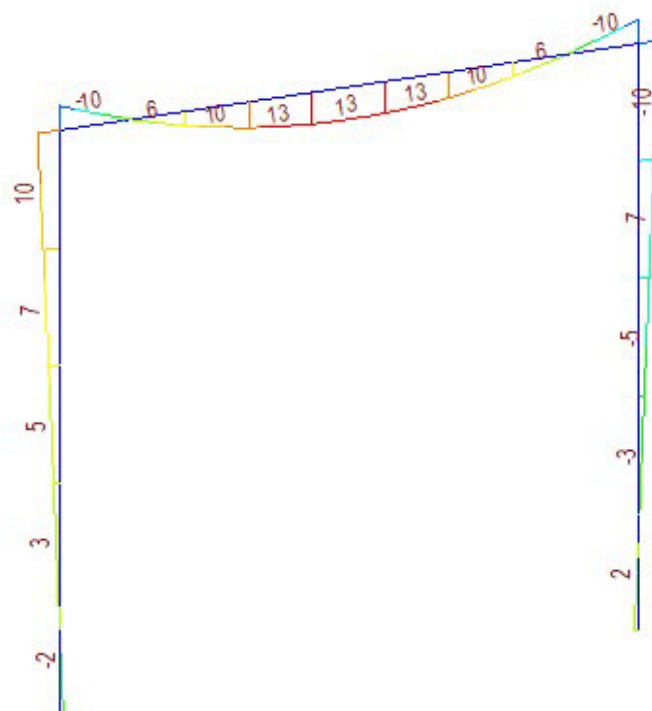
MOMENT-y



ST: VL\_TIHA

MAX : 14

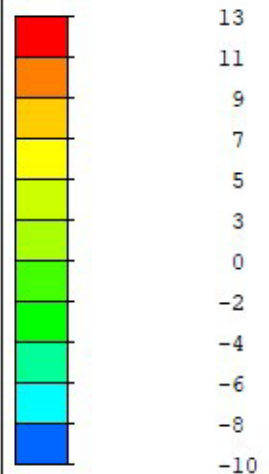
MIN : 18



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

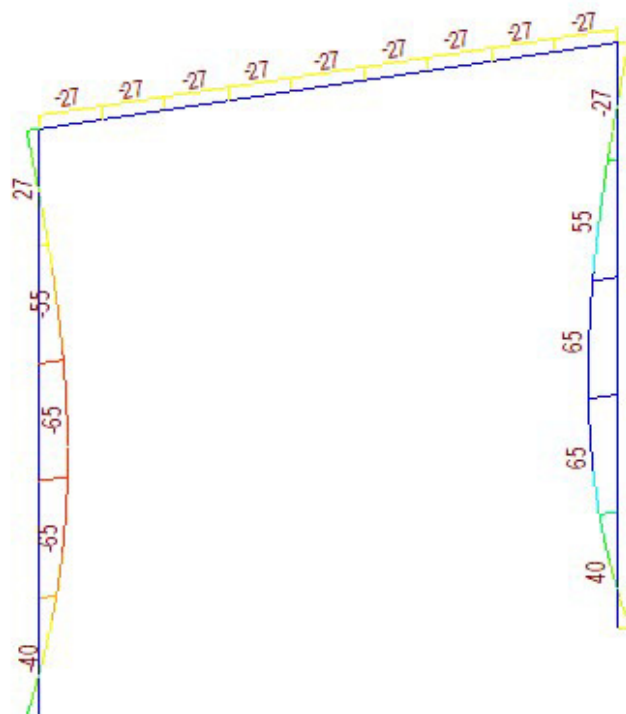


ST: OST\_STALE

MAX : 14

MIN : 172

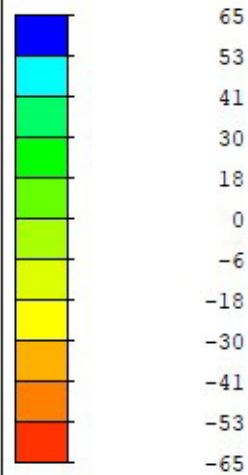




POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

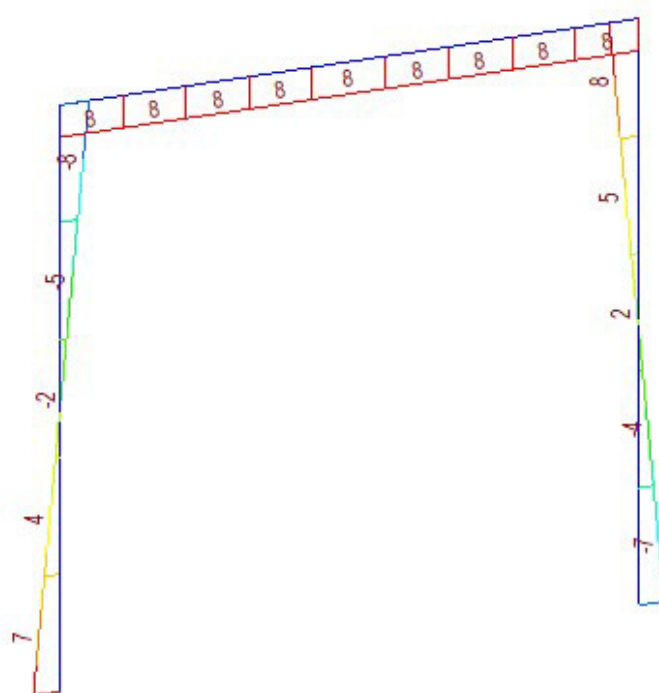
MOMENT-y



ST: ZEMTLAK

MAX : 271

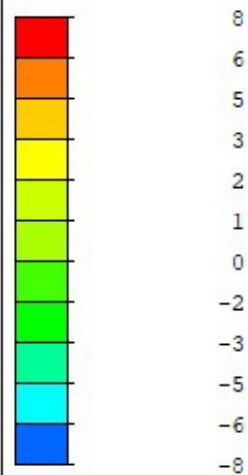
MIN : 211



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

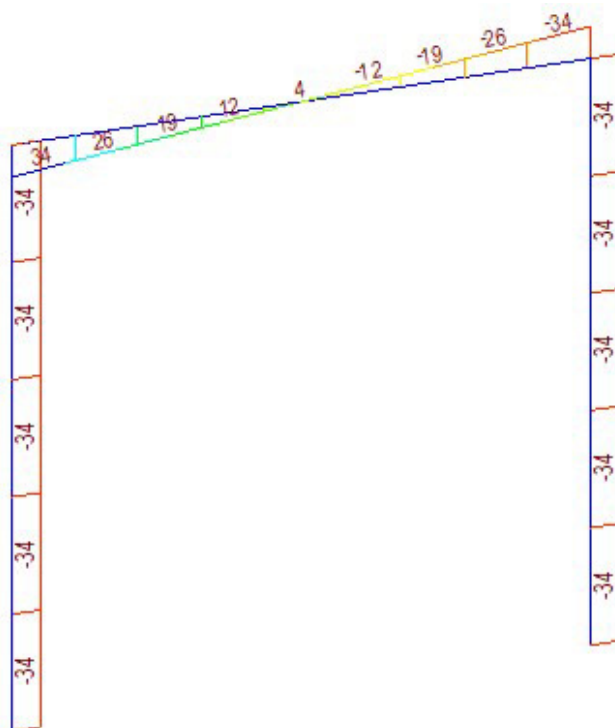
MOMENT-y



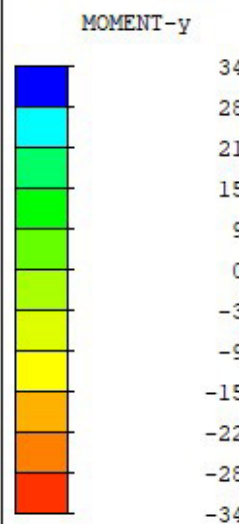
ST: SMRSTOVANI

MAX : 10

MIN : 159

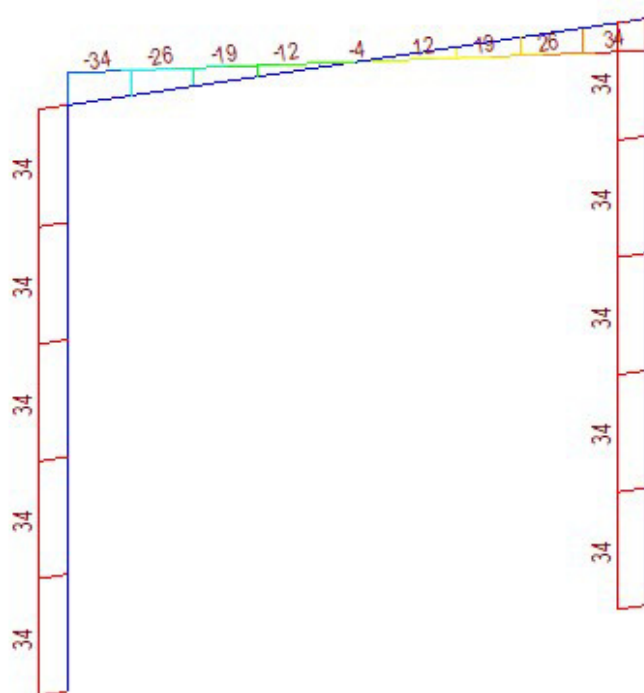


POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM

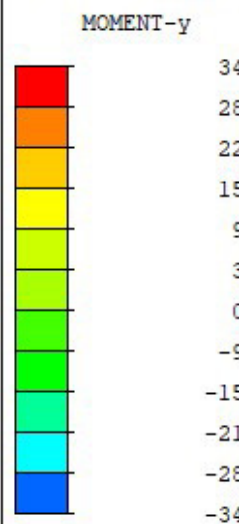


ST: POKLES1

MAX : 10  
MIN : 305

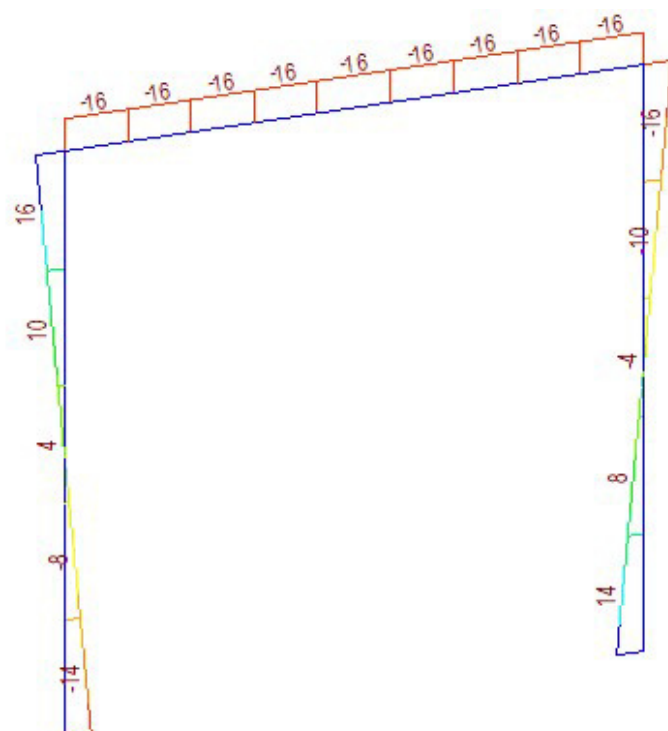


POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM



ST: POKLES2

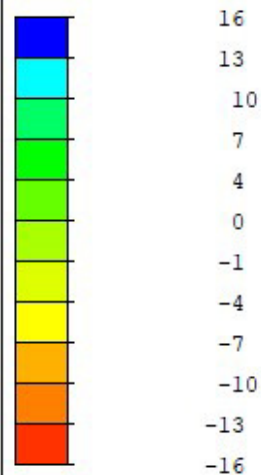
MAX : 305  
MIN : 10



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

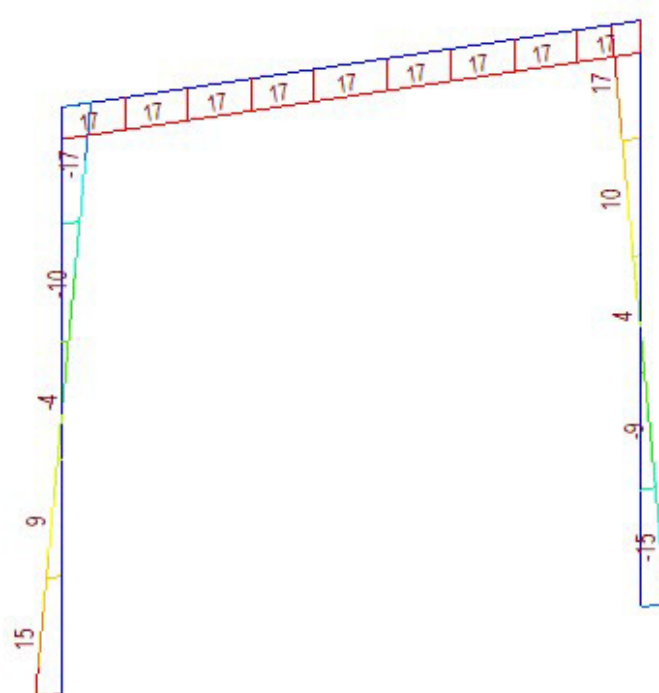
MOMENT-y



ST: OTEPLENI

MAX : 159

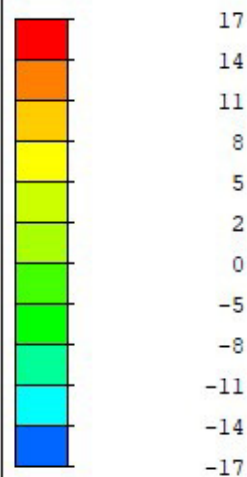
MIN : 10



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

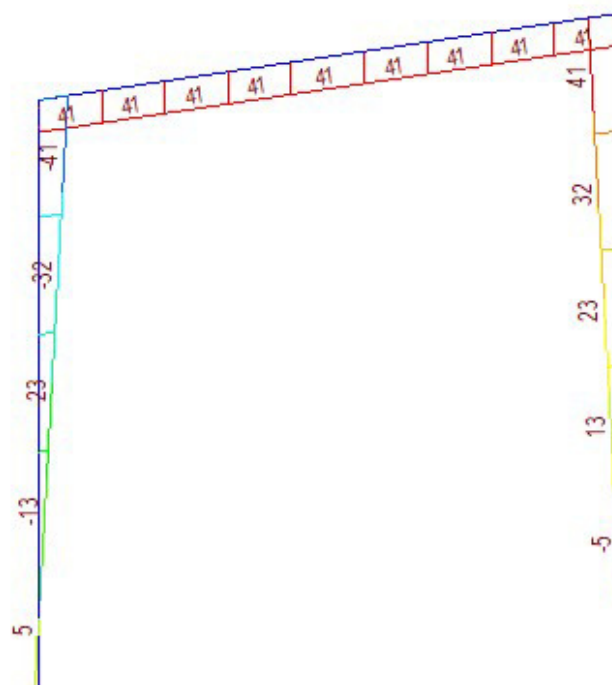
MOMENT-y



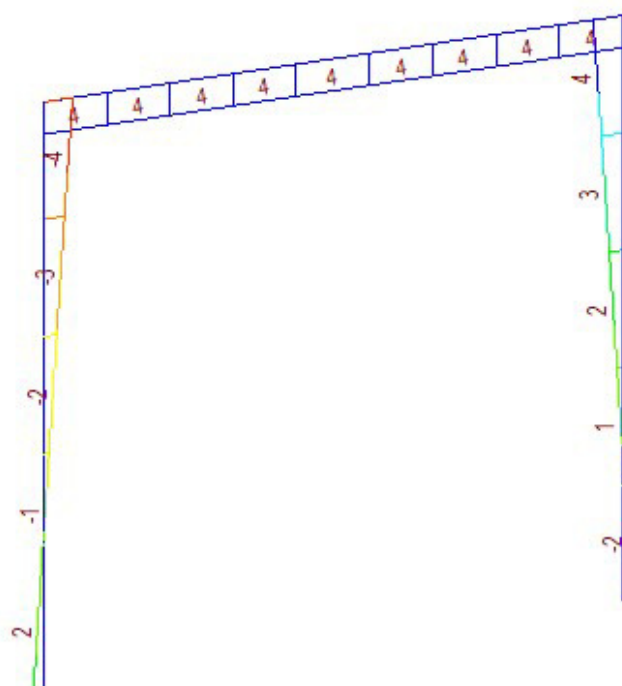
ST: OCHLAZENI

MAX : 10

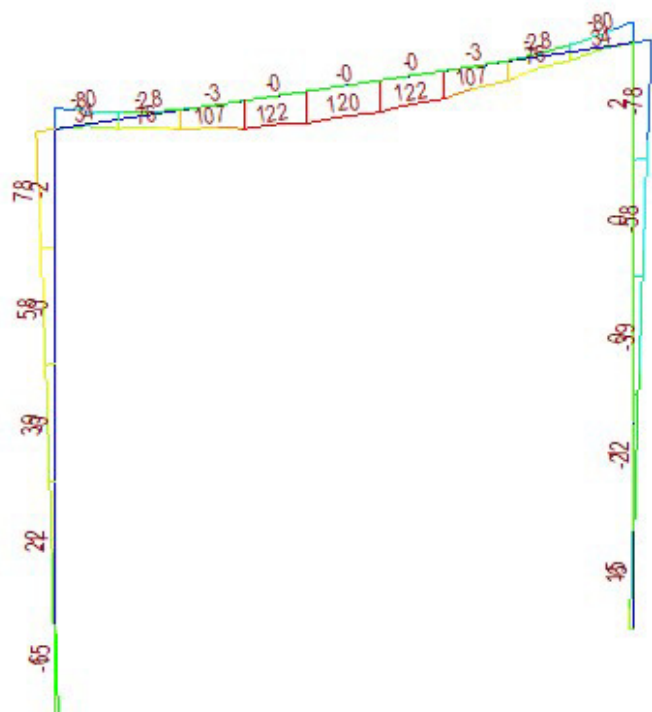
MIN : 159



MIN : 159



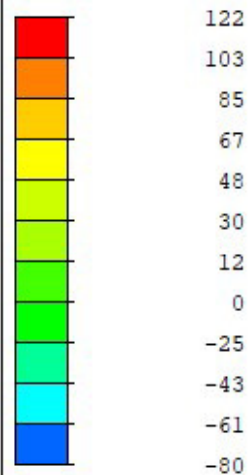
MIN : 159



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

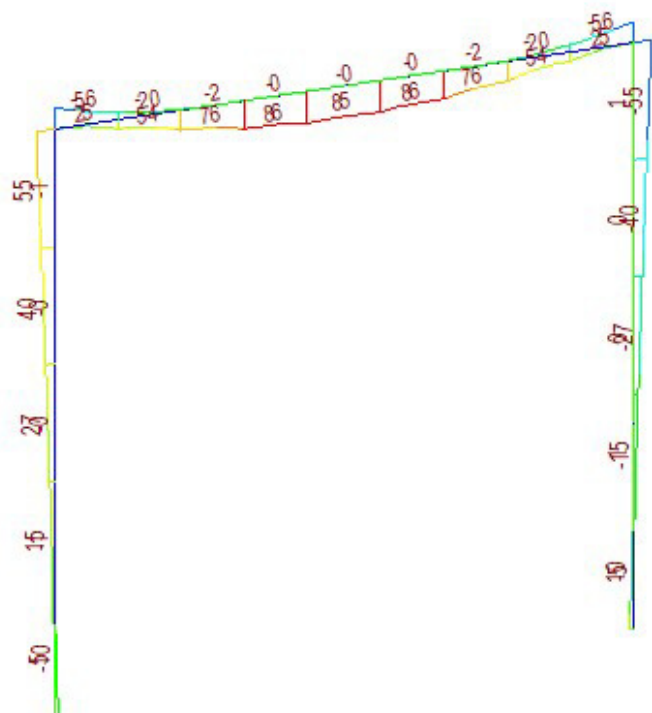
MOMENT-y



MVALL: LM1

MAX : 13

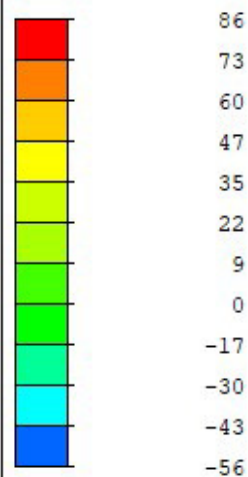
MIN : 10



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

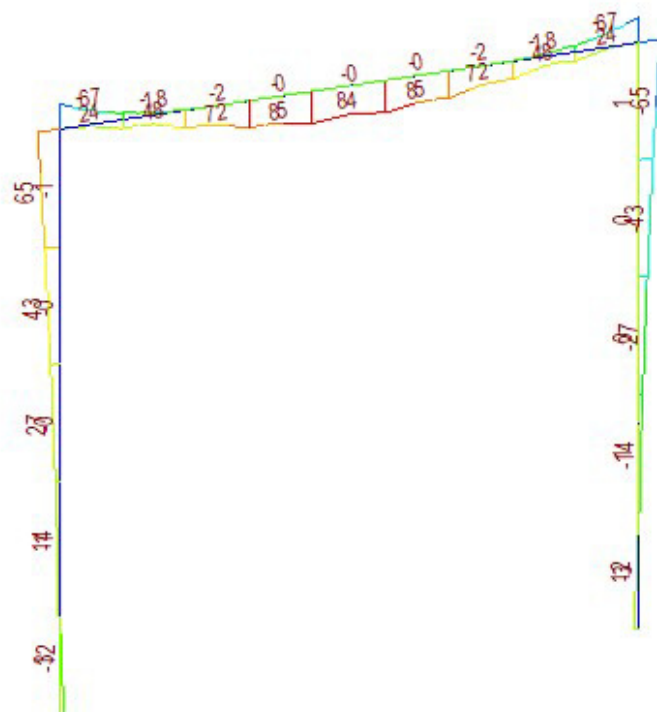
MOMENT-y



MVALL: LM1PSI

MAX : 13

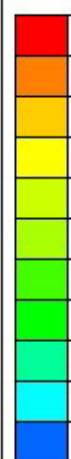
MIN : 10



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

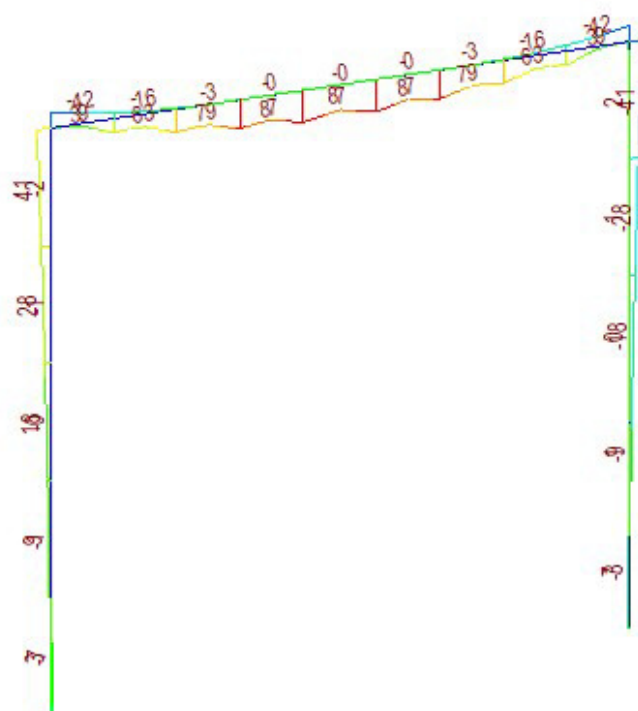


85  
71  
57  
44  
30  
16  
0  
-12  
-26  
-39  
-53  
-67

MVALL: LM3

MAX : 15

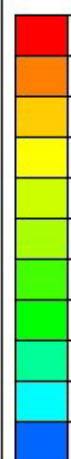
MIN : 10



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



87  
75  
64  
52  
40  
28  
17  
0  
-7  
-19  
-30  
-42

MVALL: LM2

MAX : 13

MIN : 10



#### **4.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti**

V rámci posouzení v mezních stavech použitelnosti byla konstrukce ověřena z hlediska:

- Omezení napětí
- Omezení trhlin
- Omezení průhybů.

Při výpočtu napětí a průhybů byly uvažovány průřezy neporušené trhlinami, pokud napětí v tahu za ohybu nepřekročilo pevnost betonu v tahu  $f_{ctm}$  (dle ČSN EN 1992-1-1).

##### Mezní stav omezení napětí

Tlakové napětí v betonu je nutné omezit tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, rozvoji mikrotrhlin nebo nadměrnému dotvarování.

Podélné trhliny mohou vznikat, pokud úroveň napětí betonu překročí kritickou hodnotu. Pokud se neučiní jiná opatření, má se tlakové napětí betonu při charakteristické kombinaci zatížení omezit na hodnotu  $0,6 \cdot f_{ck}$ . Pokud je napětí v betonu při kvazi-stálé kombinaci zatížení menší nebo rovno  $0,45 \cdot f_{ck}$ , lze předpokládat lineární dotvarování.

$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

##### Mezní stav omezení trhlin

Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro železobetonové prvky XD, XS, XF požadována šířka trhliny od kvázistálé kombinace zatížení  $w_{max}=0.2 \text{ mm}$ .

##### Mezní stav omezení průhybů

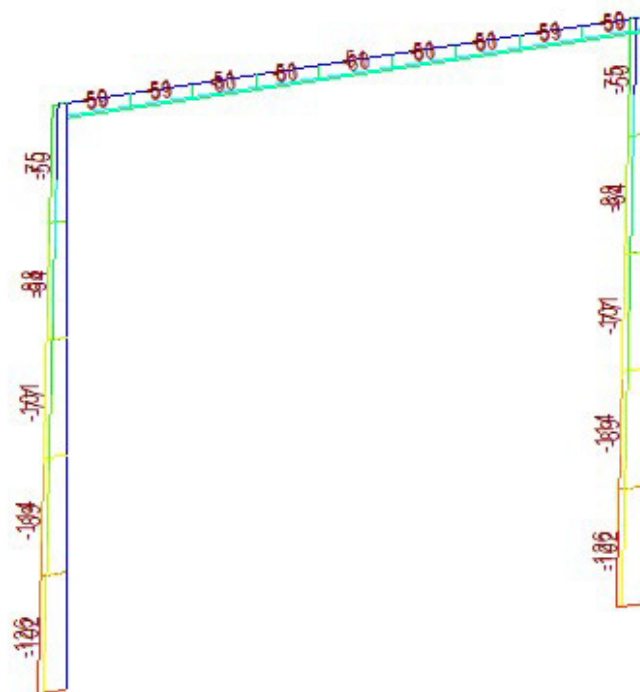
V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, kde byla maximální hodnota průhybu u mostů pozemních komunikací L/600 (kde L je rozpětí pole).

$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 2 \text{ mm} < \delta_{lim} = 5500/600 = 9 \text{ mm}$$

Při betonáži nosné konstrukce bude provedeno takové nadvýšení, aby niveleta komunikace na mostě odpovídala projektovému stavu při působení všech zatížení stálých a poloviny zatížení dopravou na konci životnosti.



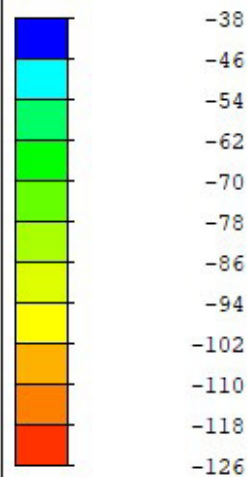
Vnitřní síly od kombinací pro MSP



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

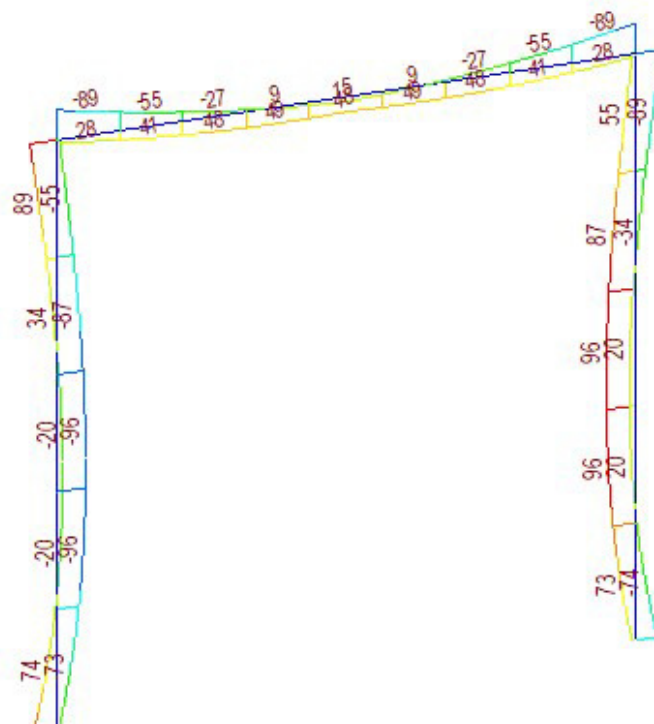
AXIAL



CBALL: GRIA\_KVAZIS~

MAX : 172

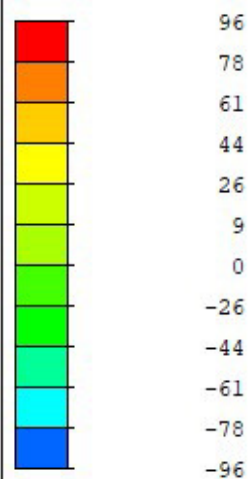
MIN : 305



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

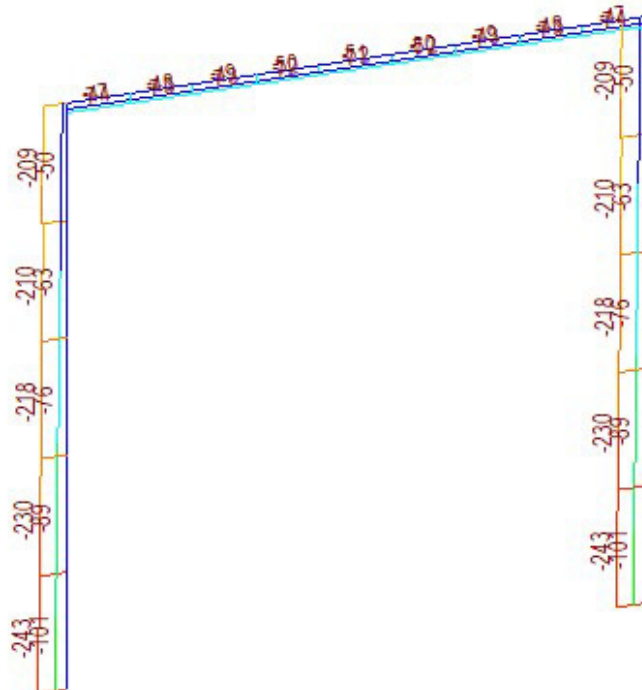


CBALL: GRIA\_KVAZIS~

MAX : 271

MIN : 211

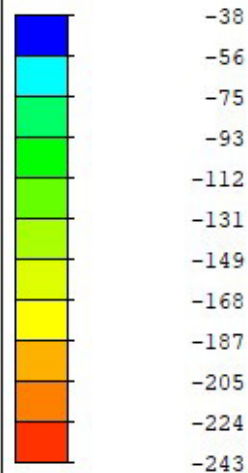




POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

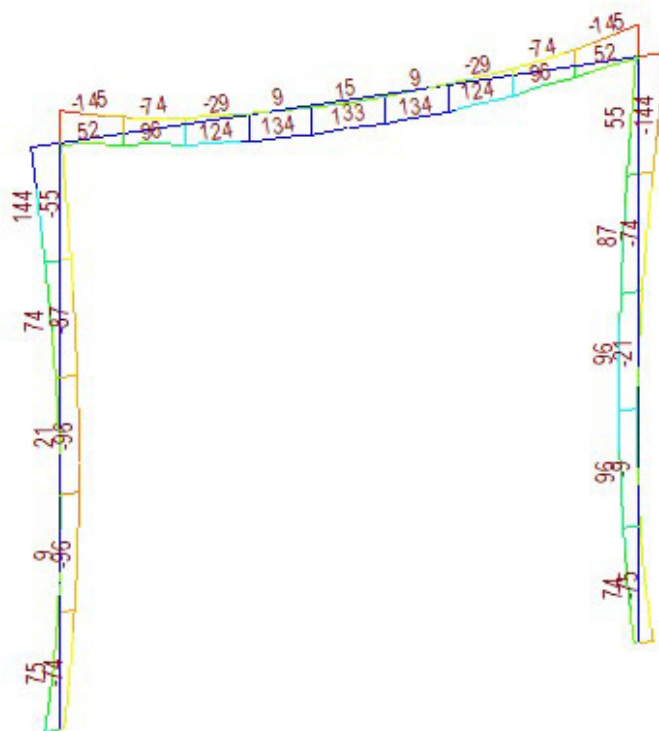
AXIAL



CBALL: GRIA\_CASTA

MAX : 172

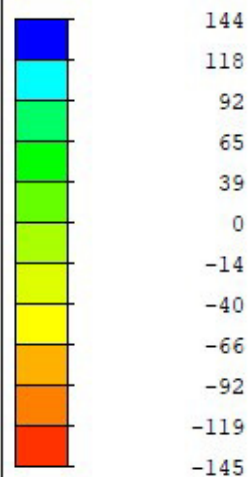
MIN : 305



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

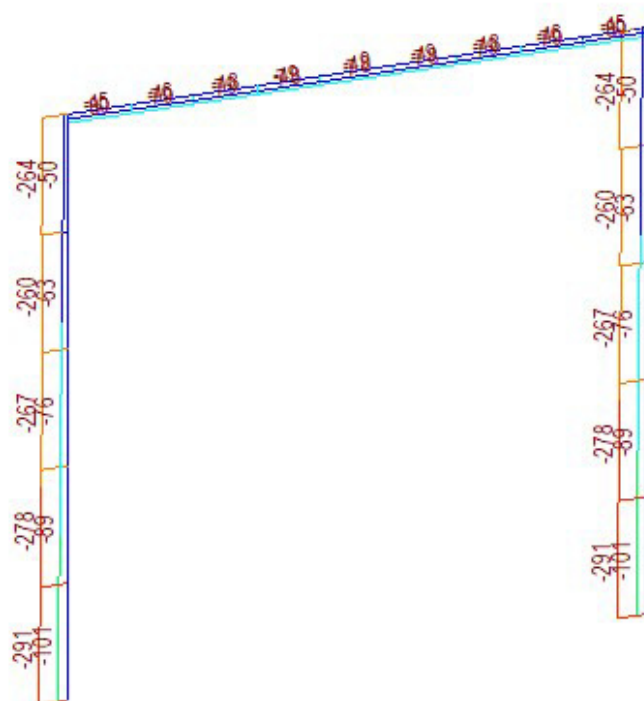
MOMENT-y



CBALL: GRIA\_CASTA

MAX : 159

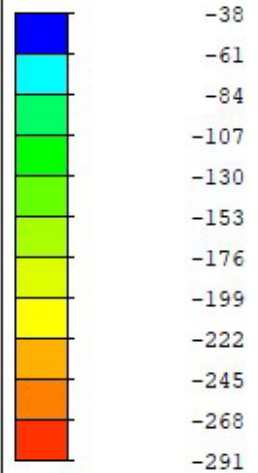
MIN : 18



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

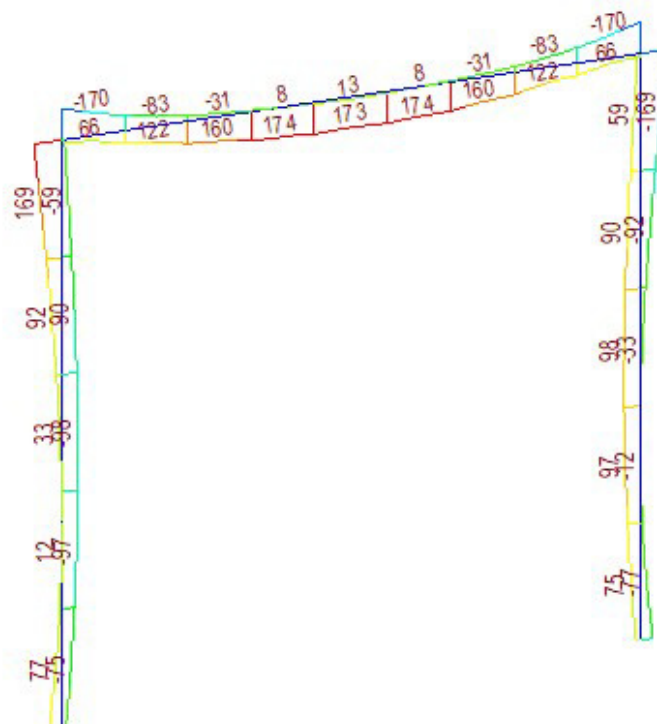
AXIAL



CBALL: GRIA\_CHARAK~

MAX : 172

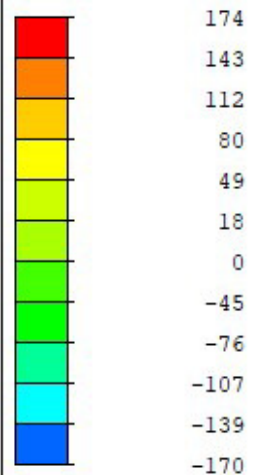
MIN : 305



POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: GRIA\_CHARAK~

MAX : 13

MIN : 18



#### **4.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti**

Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou  $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$ , poměrné přetvoření betonářské výztuže je uvažováno pro pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

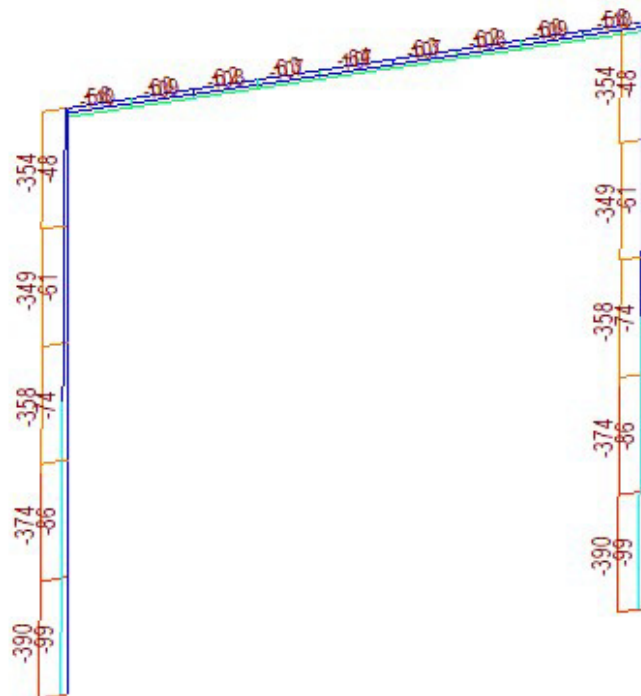
##### Ohyb a normálová síla

Při stanovení mezního momentu únosnosti předpjatého betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

- rovinné průřezy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává

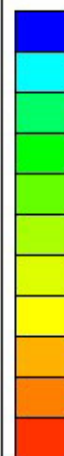


Vnitřní síly od kombinace MSÚ



POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM

AXIAL

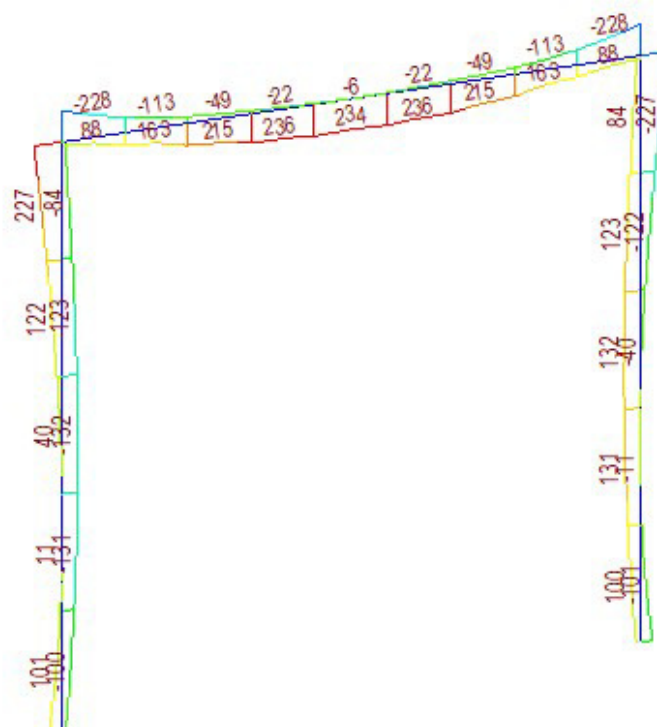


-35  
-67  
-100  
-132  
-164  
-197  
-229  
-261  
-294  
-326  
-358  
-390

CBALL: MSU\_OBAL

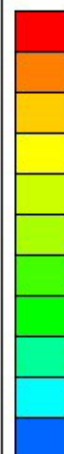
MAX : 172

MIN : 305



POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

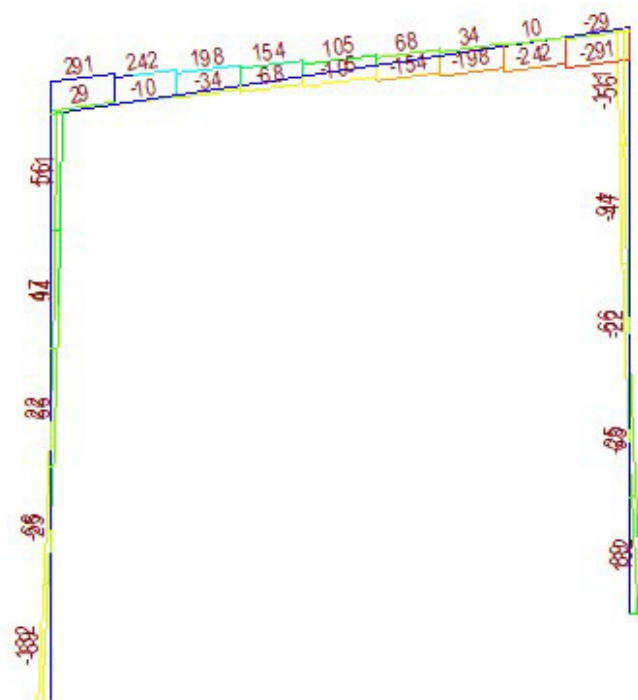


236  
194  
152  
109  
67  
25  
0  
-59  
-102  
-144  
-186  
-228

CBALL: MSU\_OBAL

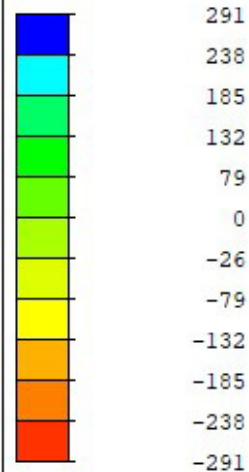
MAX : 13

MIN : 18



POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z



CBALL: MSU\_OBAL

MAX : 10

MIN : 18



#### 4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

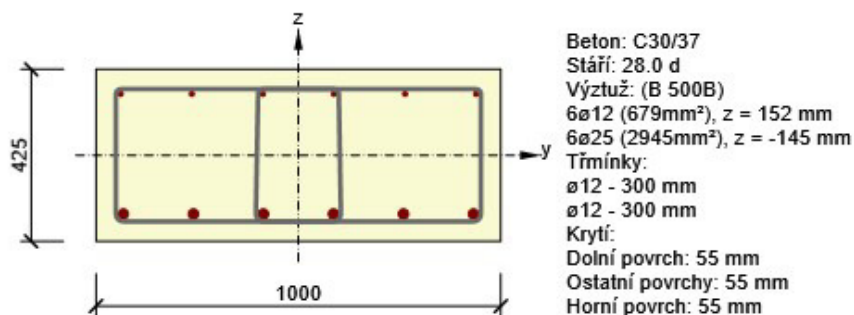
Průřezy jsou navrženy jako železobeton. Posouzený je výsek šířky 1 m.

### 1 Posouzení řezů

#### 1.1 Řez Rez v poli

##### 1.1.1 Extrém S 4 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Rez v poli



##### 1.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	-154.0	0.0	236.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	173.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	48.0	0.0

##### 1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0.0	236.0	0.0	154.0	0.0	70.5	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	236.0	0.0			57.3	OK
Smyk	0.0			154.0	0.0	70.5	OK
Interakce	0.0	236.0	0.0	154.0	0.0	70.5	OK
Omezení napětí	0.0	173.0	0.0			60.1	OK
Šířka trhliny	0.0	48.0	0.0			20.3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

### Statický výpočet



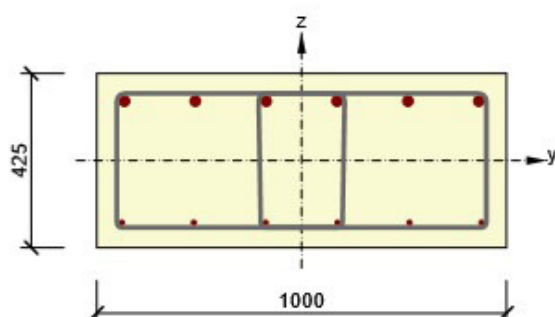


## 1 Posouzení řezů

### 1.1 Řez Ramový roh

#### 1.1.1 Extrém S 4 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Ramový roh



Beton: C30/37  
 Stáří: 28.0 d  
 Výztuž: (B 500B)  
 6 $\phi$ 25 (2945mm<sup>2</sup>), z = 145 mm  
 6 $\phi$ 12 (679mm<sup>2</sup>), z = -152 mm  
 Tříminky:  
 $\phi$ 12 - 150 mm  
 $\phi$ 12 - 150 mm  
 Krytí:  
 Dolní povrch: 55 mm  
 Ostatní povrchy: 55 mm  
 Horní povrch: 55 mm

##### 1.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	-291.0	0.0	-228.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	-170.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	-89.0	0.0

##### 1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0.0			291.0	0.0	77.1	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	-228.0	0.0			55.3	OK
Smyk	0.0			291.0	0.0	77.1	OK
Interakce	0.0	-228.0	0.0	291.0	0.0	75.4	OK
Omezení napětí	0.0	-170.0	0.0			59.1	OK
Šířka trhliny	0.0	-89.0	0.0			37.5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

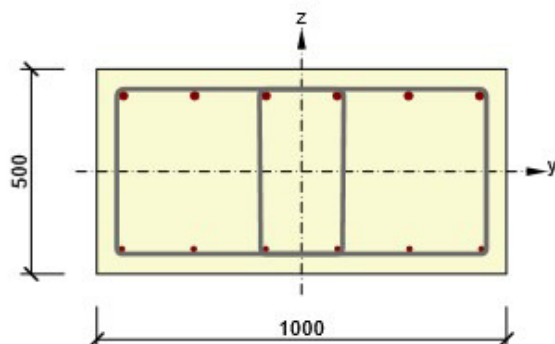


## 1 Posouzení řezů

### 1.1 Řez Vetknuti do zakladu

#### 1.1.1 Extrém S 3 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Vetknuti do zakladu



Beton: C30/37  
 Stáří: 28.0 d  
 Výztuž: (B 500B)  
 6 $\phi$ 20 (1885mm<sup>2</sup>), z = 185 mm  
 6 $\phi$ 12 (679mm<sup>2</sup>), z = -189 mm  
 Tímínky:  
 $\phi$ 12 - 300 mm  
 $\phi$ 12 - 300 mm  
 Krytí:  
 Dolní povrch: 55 mm  
 Ostatní povrchy: 55 mm  
 Horní povrch: 55 mm

#### 1.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-99.0	0.0	-132.0	0.0	-101.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-101.0	0.0	0.0	0.0	-77.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	-102.0	0.0	0.0	0.0	-74.0	0.0

#### 1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-99.0			132.0	0.0	56.3	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-99.0	-101.0	0.0			24.3	OK
Smyk	-99.0			132.0	0.0	56.3	OK
Interakce	-99.0	-101.0	0.0	132.0	0.0	51.8	OK
Omezení napětí	-102.0	-74.0	0.0			14.2	OK
Šířka trhliny	-102.0	-74.0	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %





## 4.4.6 Návrh a posouzení založení

Základ rámu

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

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 : pomocí strukturní pevnosti

Patky

Výpočet pro odvozněné podmínky : standardní postup

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]	1.00 [-]

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
		Kombinace 1	Kombinace 2
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{\phi} =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1.00 [-]	1.40 [-]
Součinitel redukce pevnosti horniny :	$\gamma_v =$	1.00 [-]	1.40 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\phi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]
1	Třída G1, středně ulehlá		38.50	0.00	21.00	11.00	
2	Třída F4, konzistence pevná $S_r < 0.8$		24.50	33.00	18.50	11.00	
3	Třída G3, středně ulehlá		32.50	0.00	19.00	11.00	

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

Parametry zemín

Třída G1, středně ulehlá

Objemová tíha :  $\gamma = 21.00$  kN/m<sup>3</sup>Úhel vnitřního tření :  $\phi_{ef} = 38.50$  °Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0.00$  kPaEdometrický modul :  $E_{oe} = 355.50$  MPa  
d**Statický výpočet**



Koef. strukturní pevnosti :  $m = 0.20$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Třída F4, konzistence pevná  $S_r < 0.8$

Objemová tíha :  $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 24.50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 33.00 \text{ kPa}$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{de} = 10.00 \text{ MPa}$

$f$   
 Poissonovo číslo :  $\mu = 0.35$   
 Koef. strukturní pevnosti :  $m = 0.20$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sa} = 21.00 \text{ kN/m}^3$   
 $t$

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha :  $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$   
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 32.50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$   
 Modul přetvárnosti :  $E_{de} = 85.00 \text{ MPa}$

$f$   
 Poissonovo číslo :  $\mu = 0.25$   
 Koef. strukturní pevnosti :  $m = 0.30$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sa} = 21.00 \text{ kN/m}^3$   
 $t$

Založení

Typ základu: excentrická patka

Hloubka od původního terénu  $h = 1.20 \text{ m}$   
 $z$

Hloubka základové spáry  $d = 1.20 \text{ m}$

Tloušťka základu  $t = 0.70 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu  $s = 0.00^\circ$

$1$   
 Sklon základové spáry  $s = 0.00^\circ$   
 $2$

Objemová tíha zeminy nad základem =  $19.00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: excentrická patka

Délka patky  $x = 2.90 \text{ m}$

Šířka patky  $y = 7.50 \text{ m}$

Šířka sloupu ve směru  $x$   $c_x = 0.50 \text{ m}$

Šířka sloupu ve směru  $y$   $c_y = 7.50 \text{ m}$

Objem patky =  $15.22 \text{ m}^3$

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru  $x = 1.75 \text{ m}$

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru  $y = 3.75 \text{ m}$

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, středně ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ  $d_s = 0.50 \text{ m}$   
 $p$



Hloubka šterkopískového polštáře  $h_s = 0.50 \text{ m}$   
p

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

$f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu

$f_{ct} = 2.90 \text{ MPa}$

m

Modul pružnosti

$E_c = 33000.00 \text{ MPa}$

m

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_y = 500.00 \text{ MPa}$

k

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

$f_y = 500.00 \text{ MPa}$

k

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.00	Třída F4, konzistence pevná $S_r < 0.8$	
2	-	Třída G3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$H_x$ [kN]	$H_y$ [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Kvazistala	Užitné	1902.00	0.00	-520.00	392.00	0.00
2	ANO		MSU	Návrhové	1740.00	0.00	-744.00	-624.00	0.00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\gamma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Kvazistala	Ano	0.56	0.00	183.04	402.65	45.46	Ano
Kvazistala	Ne	0.56	0.00	183.04	402.65	45.46	Ano
MSU	Ano	0.36	0.00	140.40	612.38	22.93	Ano
MSU	Ne	0.33	0.00	148.39	653.24	22.72	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky  $G = 380.62 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží  $Z = 171.00 \text{ kN}$

## Statický výpočet



Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Kvazistala)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy  $z_s = 4.66 \text{ m}$

Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 14.15 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 402.65 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 183.04 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Zemní odpor: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Výpočtová velikost zemního odporu  $S_{pd} = 190.50 \text{ kN}$

Úhel tření základ-základová spára  $\varphi = 38.50^\circ$

Soudržnost základ-základová spára  $a = 0.00 \text{ kPa}$

Horizontální únosnost základu  $R_{hd} = 2078.14 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla  $H = 624.00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1.(Kvazistala)

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu  $\gamma_1$  (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha patky  $G = 380.62 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží  $Z = 171.00 \text{ kN}$

Výpočet proveden za vyloučení tahu.

Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky (x) = 2.68 m

Šířka patky (y) = 7.50 m

Sednutí středu hrany x - 1 = 2.5 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 2.5 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 5.8 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = -0.5 mm

Sednutí středu základu = 6.4 mm

Sednutí charakterist. bodu = 3.7 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky



Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{def} = 102.45 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ( $k=4.53$ )

Základ je ve směru šířky poddajný ( $k=0.26$ )

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 6.4 mm

Hloubka deformační zóny = 4.08 m

Natočení ve směru x = 2.169 (tan\*1000)

Natočení ve směru y = 0.000 (tan\*1000)



## **5 Závěr**

Výpočtem bylo prokázáno, že navržený most z hlediska geometrických a materiálových charakteristik vyhovuje.

Benešov u Semil 11/2018

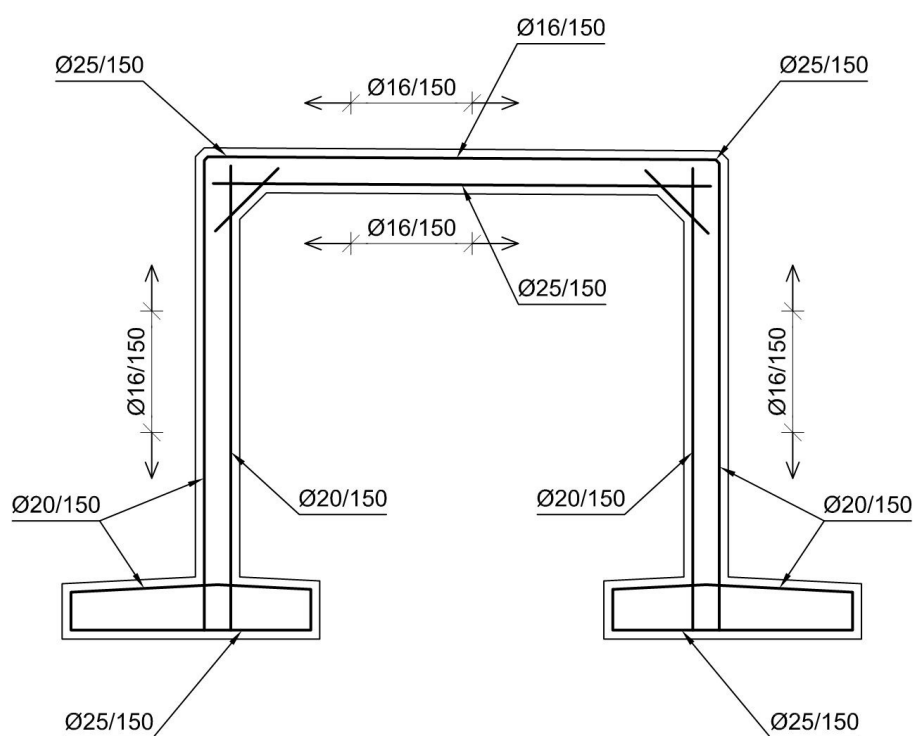
Ing. Ondřej Svoboda



## 6 Schéma výztuže

Schéma betonářské výztuže nosné konstrukce

### PODÉLNÝ ŘEZ



### PŘÍČNÝ ŘEZ

