


OBJEDNATEL:

PARDUBICKÝ KRAJ

Komenského náměstí 125, 532 11 Pardubice

	navrhl	ING. O. SVOBODA	<i>Svoboda</i>	investor	Pardubický kraj
	vypracoval	ING. O. SVOBODA		zak. číslo	132018-6
	zodp. projektant	ING. O. SVOBODA	<i>Svoboda</i>	datum	11/2018
				stupeň	DUSP
STATIKA, MOSTY, PAMÁTKY	STAVBA : Modernizace mostu ev.č. 358-015 Litomyšl SO 201 - Most ev.č. 358-015 Litomyšl			měřítko	-
	Příloha: STATICKÝ VÝPOČET			č.přílohy:	paré :
				201.7	
BENING s.r.o. 51206, Benešov u Semil 7 tel: 603 811 693 ondrej.svoboda@volny.cz					



Obsah

1 Identifikační údaje	5
2 Základní údaje o mostu.....	5
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
3 Grafické přílohy statického výpočtu.....	8
3.1 Půdorys.....	8
3.2 Podélný řez.....	9
3.3 Příčný řez.....	9
4 Výpočet.....	10
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
4.4.6 Návrh a posouzení založení	33
<u>Základ rámu</u>	33
5 Závěr	38
6 Schéma výztuže	39



1 Identifikační údaje

Stavba	Modernizace mostu ev.č. 358-015 Litomyšl
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Most ev. č. 358-015 Litomyšl
Kraj	kraj Pardubický
Obec	Litomyšl (okres Svitavy)
Katastrální území	Litomyšl (okres Svitavy);685674
Investor	Pardubický kraj Komenského nám. 125 532 11 Pardubice
Uvažovaný správce objektu	Správa a údržba silnic Pardubického kraje, příspěvková organizace Doubravice 98 53353 Pardubice
Projektant objektu	Bening s r. o. 51206, Benešov u Semil 7 Ing. Ondřej Svoboda tel. 603 811 693 Silnice II/358
Pozemní komunikace	Silnice II/358
Staničení na komunikaci	-
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991 (skupina PK 1)
Účel dokumentace	Dokumentace pro společné povolení - DUSP

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 v extravilánu na silnici II/358 v katastru obce Litomyšl Most je trvalý, kolmý, v přímé, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	8,0 m
<i>Délka mostu</i>	17,2 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	9,2 m
<i>Rozpětí polí</i>	8,6 m
<i>Šikmost mostu</i>	90°
<i>Volná šířka mostu</i>	8,0 m
<i>Šířka mezi zábradlím</i>	8,0 m
<i>Šířka mostu</i>	9,6 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	9,0 m
<i>Výška mostu</i>	3,1 m
<i>Volná výška na mostě</i>	Neomezená
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	$9,6 \times 9,2 = 88,4 \text{ m}^2$ ¹⁾
<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 započítáním 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 8,6 m. Most je kolmý. Příčný řez tvoří deska konstantní výšky 0,6 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,6 m. Založení rámu je plošné na štěrkopískovém 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

Statický výpočet



- [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) Geotechnický průzkum, Ing. Petr Čihák, geologie a geotechnika pro stavební účely, 08/2006, Geofond ČR, P115813

2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Ondřej Svoboda

Autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce

.....

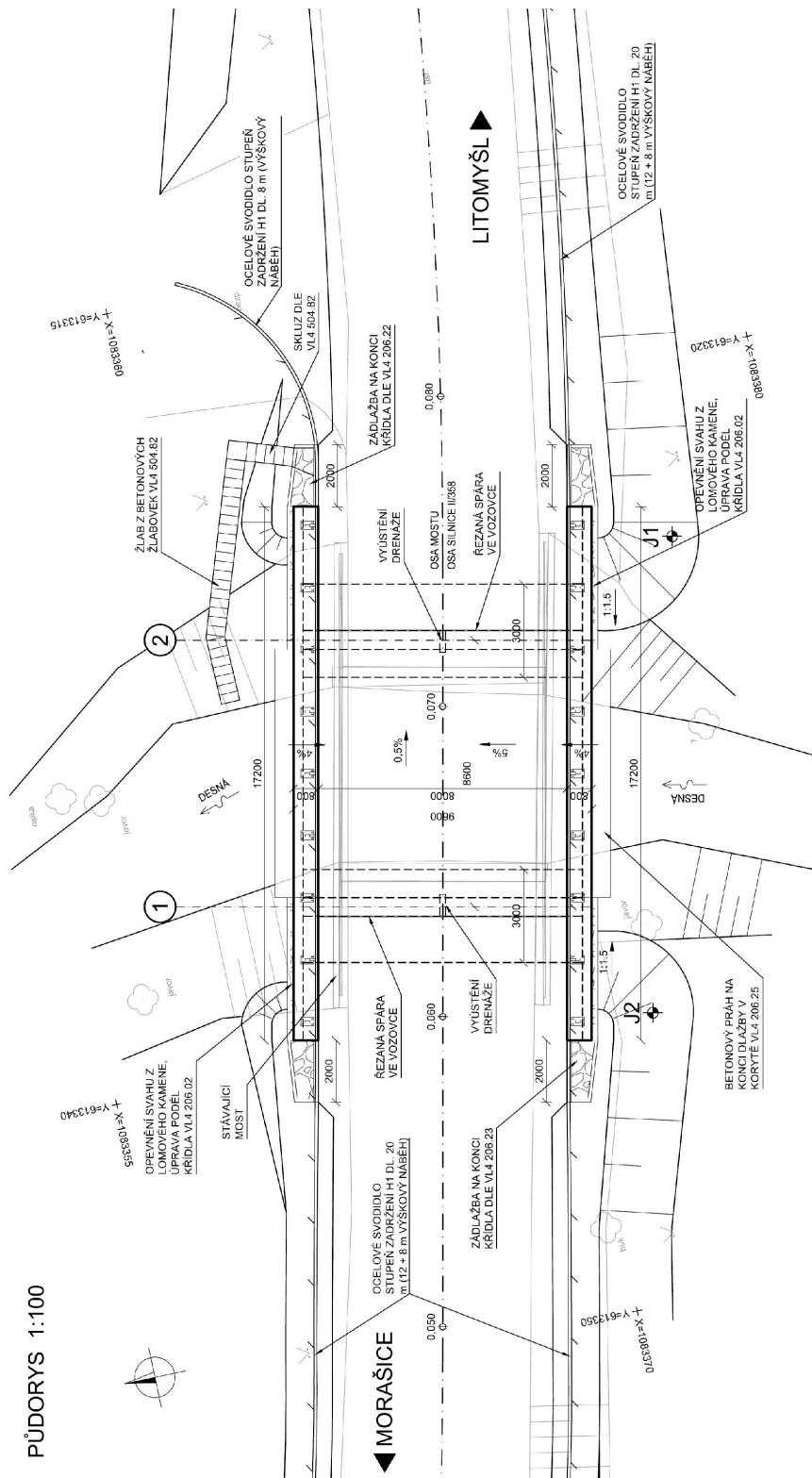
Ing. Ondřej Svoboda

Benešov u Semil, 11/2018



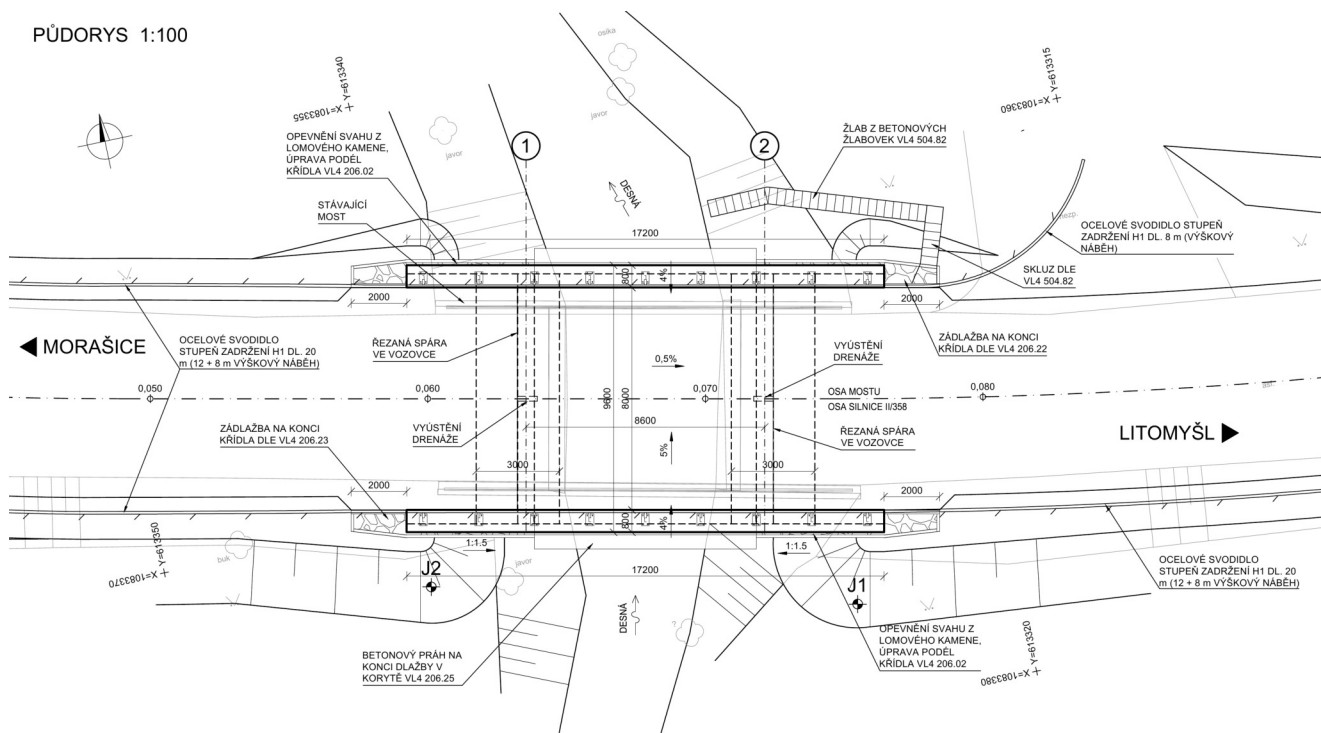
3 Grafické přílohy statického výpočtu

3.1 Pūdorys





PUDORYS 1:100



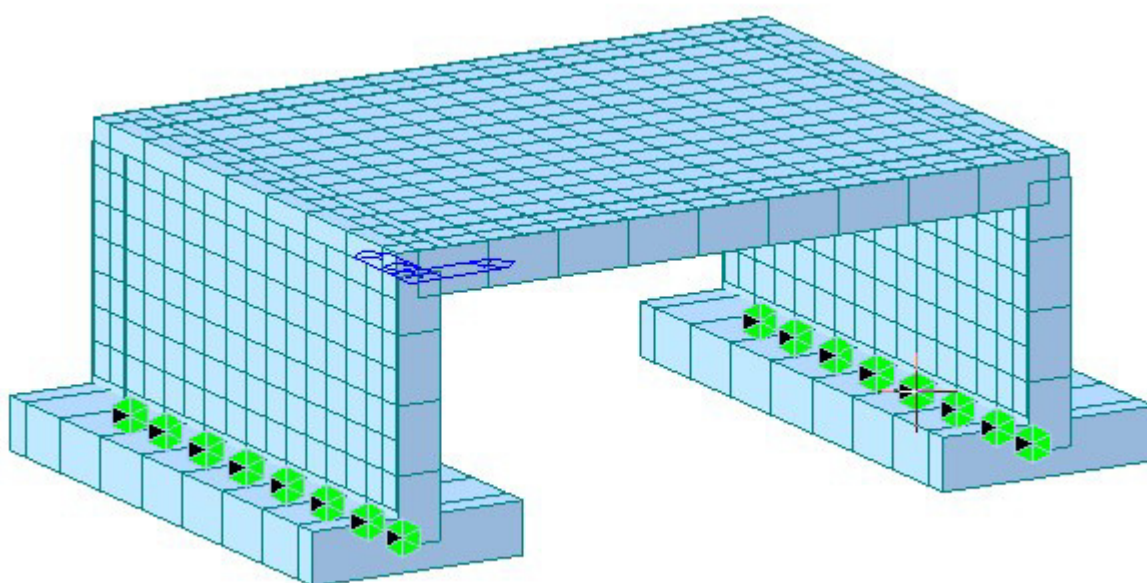


4 Výpočet

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 9 nosníků, které jsou příčně spojeny. Příčné vazby jsou po 1 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:	$E_{cm} = 33\,000\text{ MPa}$
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/m³. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m³ pro běžné procento vyztužení. Uvažovaná tíha je 25 kN/m³.

Ostatní stálé zatížení

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

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

Zemní tlak

Zásyp, $\phi=30^\circ$

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

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

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

$$\sigma_{2L} = 4,0 \cdot k_0 \cdot \gamma = 40\text{ kNm}^{-3}$$



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 ²)
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 přenásobeny regulačním součinitelem dle NA.2.1 pro skupinu pozemních komunikací 1.

Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 ¹⁾	1,6	1,6

¹⁾ 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.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 10 = 387 \text{ kN}$$

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:

$$T_{\max} = 37^{\circ}\text{C}, T_{\min} = -31^{\circ}\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = 38,5^{\circ}\text{C}, T_{e,\min} = -23^{\circ}\text{C}.$$

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

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

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 40,5 - 10 = +28,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_N = 61,5^{\circ}\text{C}$$

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$$10,7^{\circ}\text{C} - 0,6 \text{ m}$$

$$2,4^{\circ}\text{C} - 0,45 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,27 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,18 \text{ m}$$

$$1,8^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$$



Ochlazení (měřeno zdola)

-5,4°C – 0,6 m

-1,3°C – 0,48 m

0,0°C – 0,33 m

0,0°C – 0,27 m

-1,6°C – 0,12 m

-5,1°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 chodci

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

$$h_o = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 4,5 / 16,3 = 550 \text{ mm}$$

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

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

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

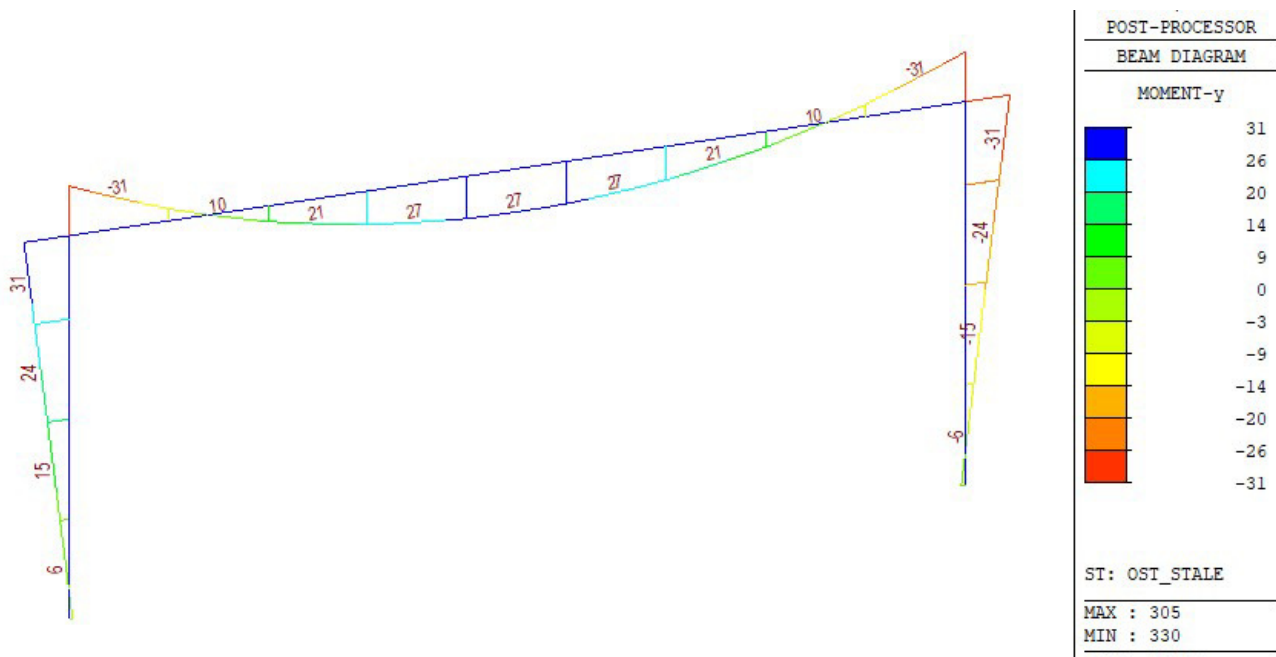
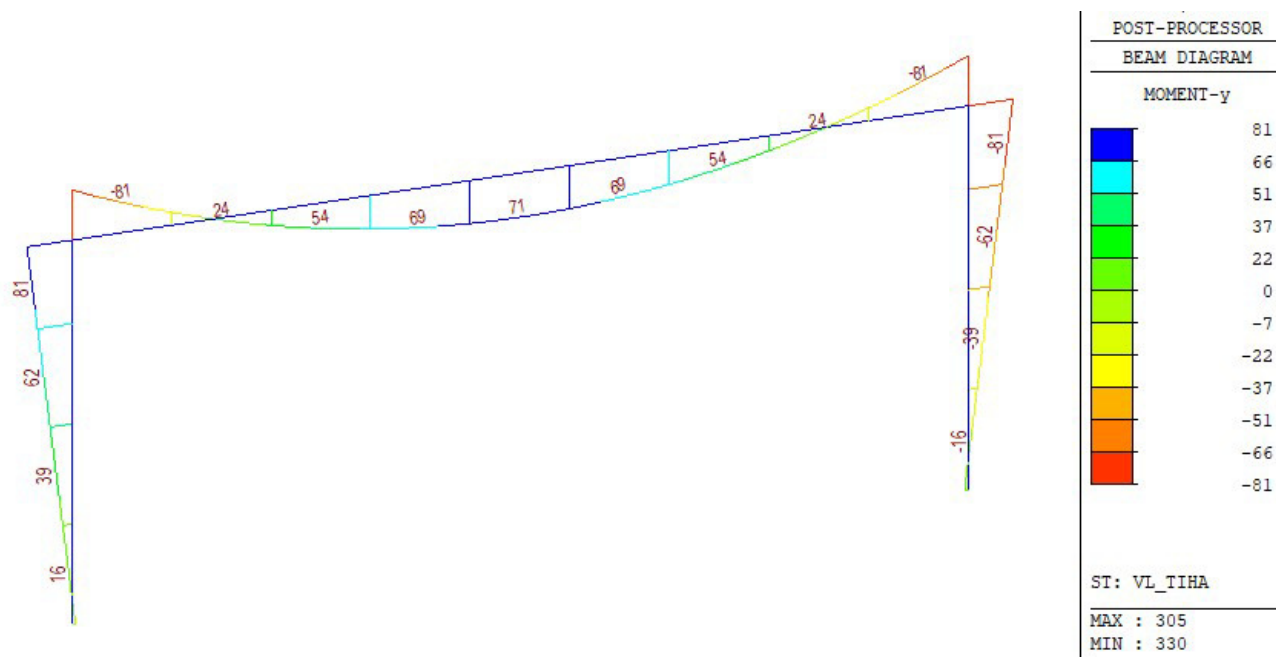
$$\text{Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, } \phi = 2.14$$

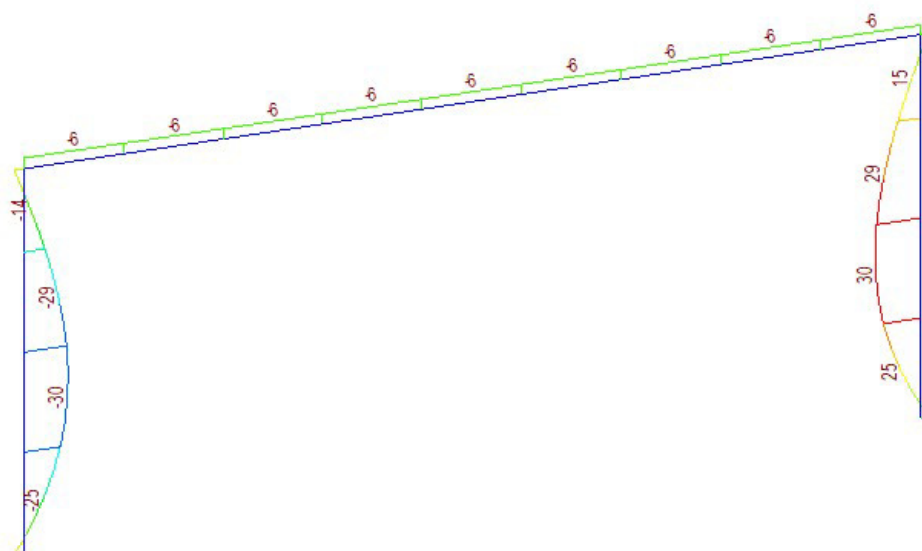
$$\text{Smrštění pro interval 0-36500, } \epsilon_{sh} = 0.000355$$















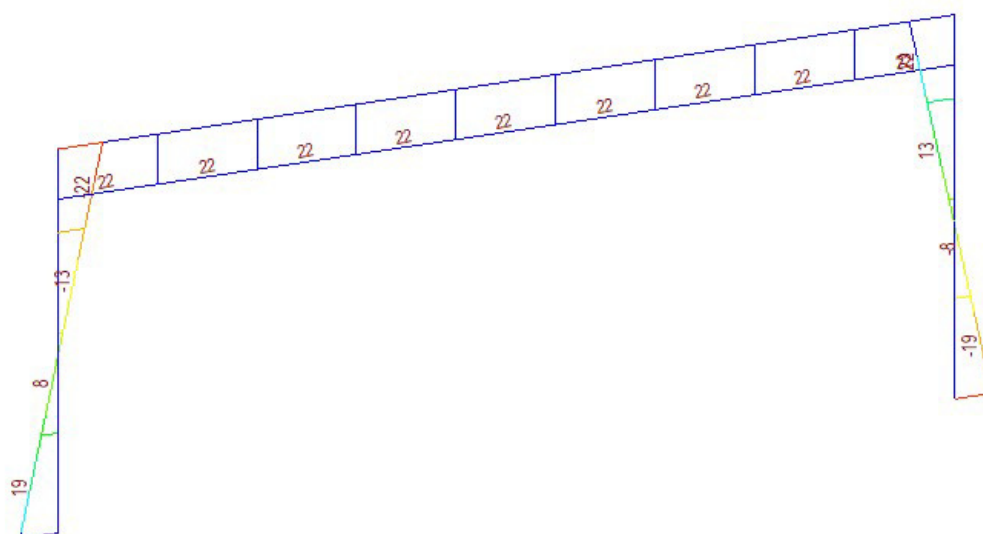
4.4.2 Vnitřní síly













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

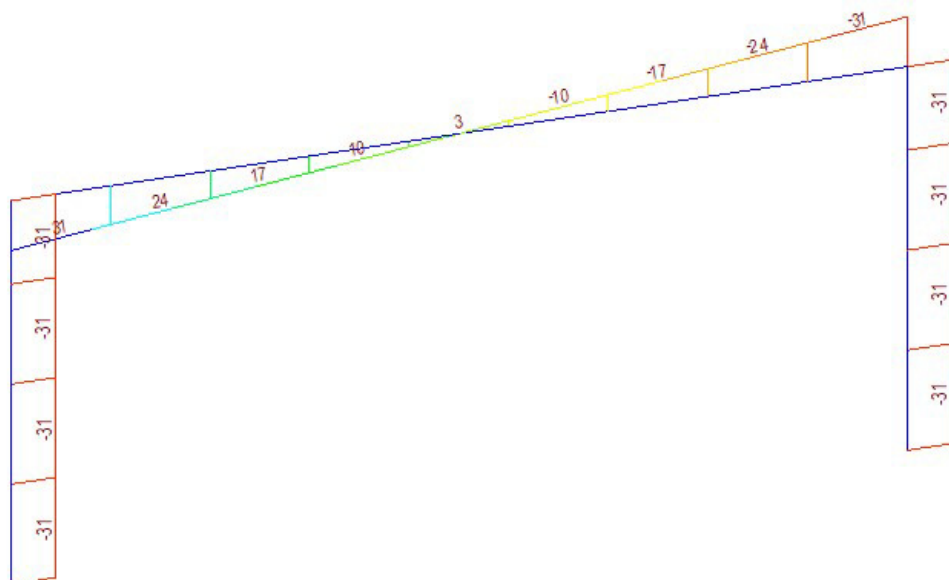
















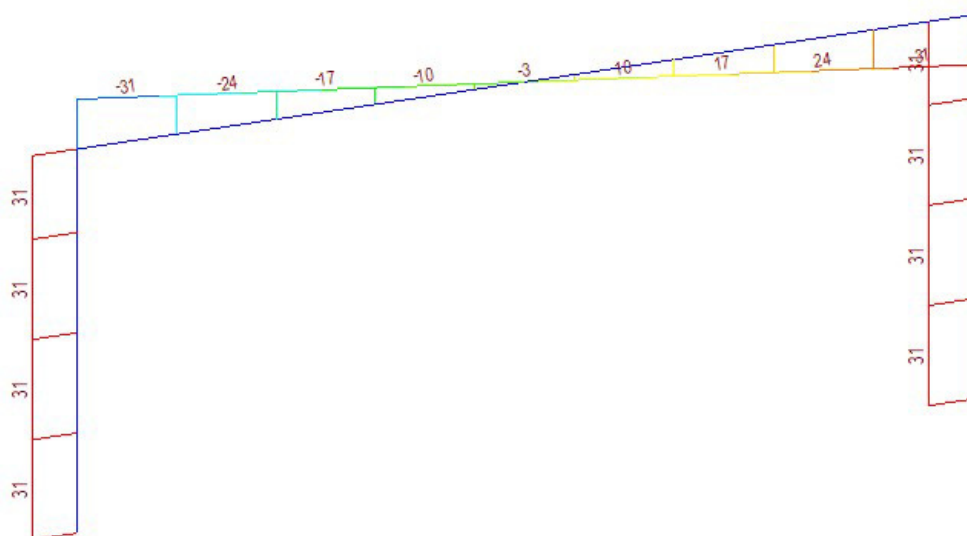
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	30
	25
	19
	14
	8
	3
	0
	-8
	-14
	-19
	-24
	-30
ST: ZEMTLAK	
MAX : 598	
MIN : 430	















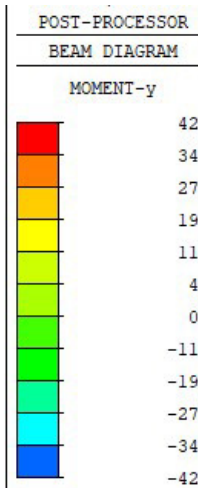
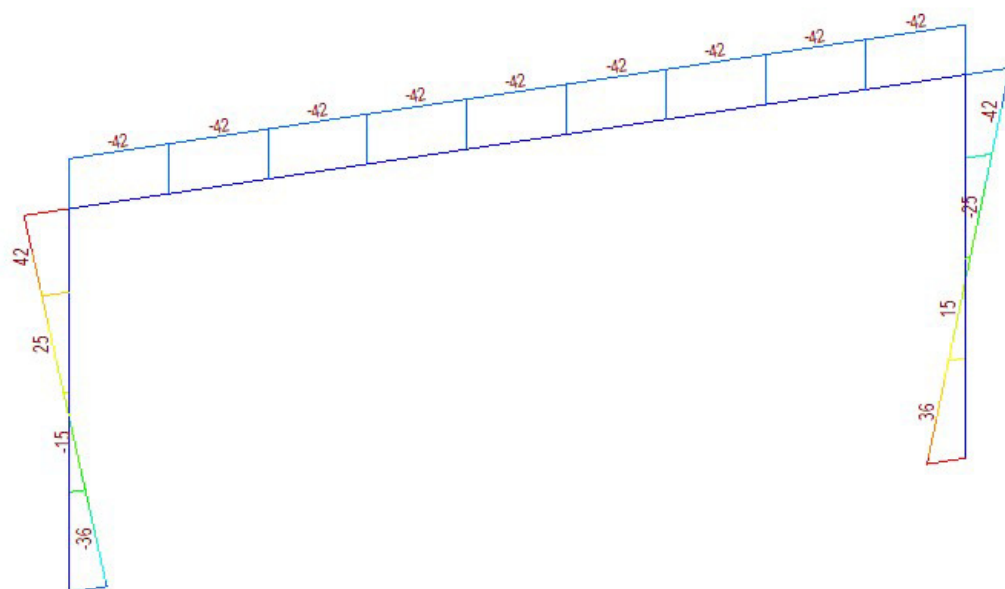
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	22
	18
	14
	10
	6
	0
	-2
	-6
	-10
	-14
	-18
	-22
ST: SMRSTOVANI	
MAX : 330	
MIN : 305	



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	31
	25
	20
	14
	8
	0
	-3
	-9
	-14
	-20
	-25
	-31
ST: POKLES1	
MAX : 10	
MIN : 626	



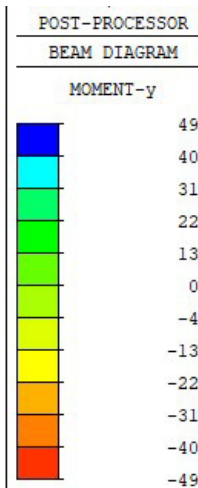
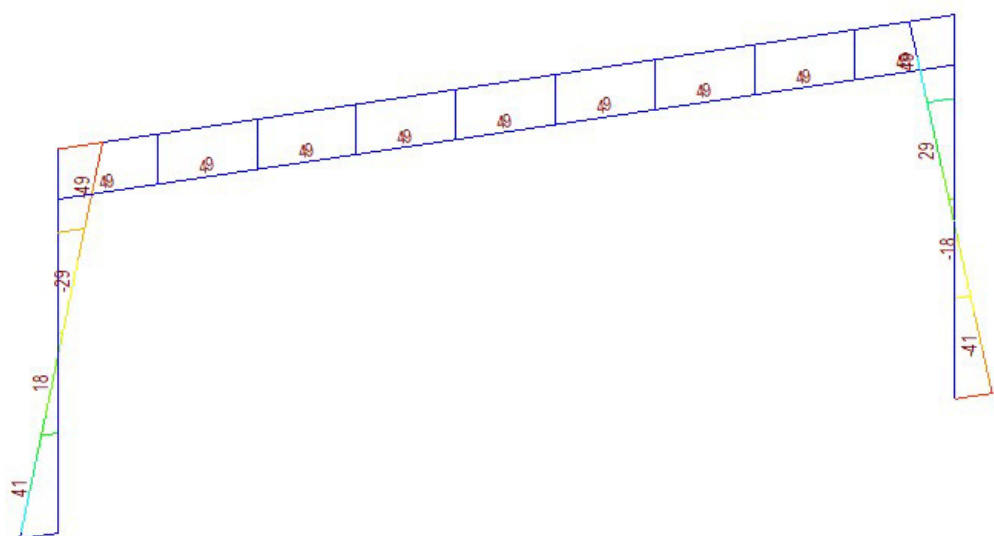
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	31
	25
	20
	14
	9
	3
	0
	-8
	-14
	-20
	-25
	-31
ST: POKLES2	
MAX : 626	
MIN : 10	



ST: OTEPLENI

MAX : 305

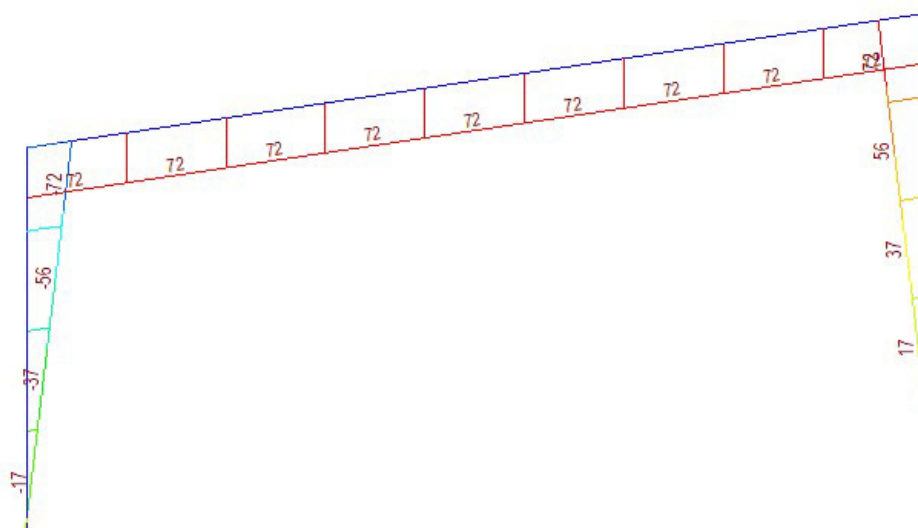
MIN : 330



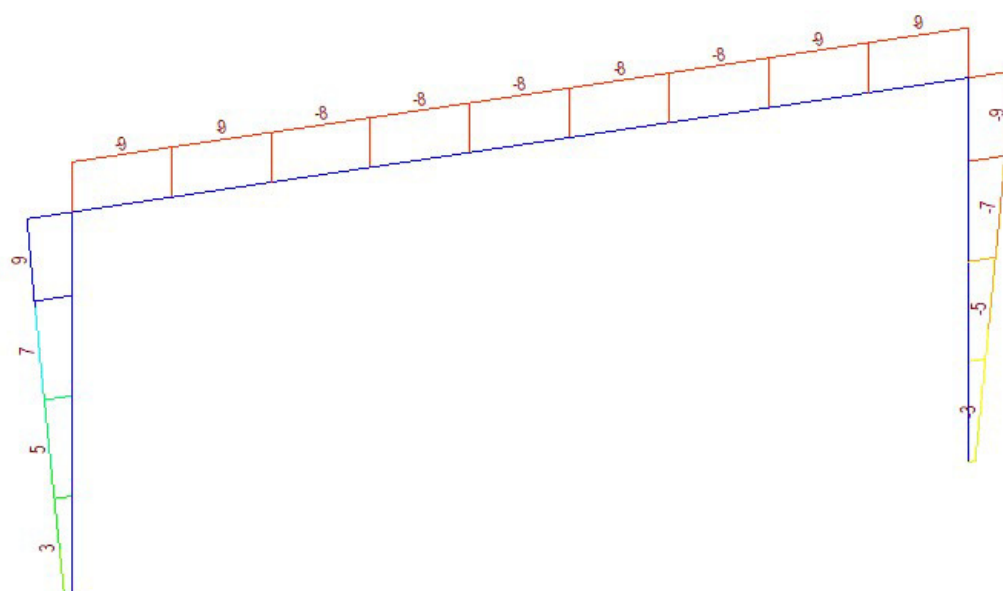
ST: OCHLAZENI

MAX : 330

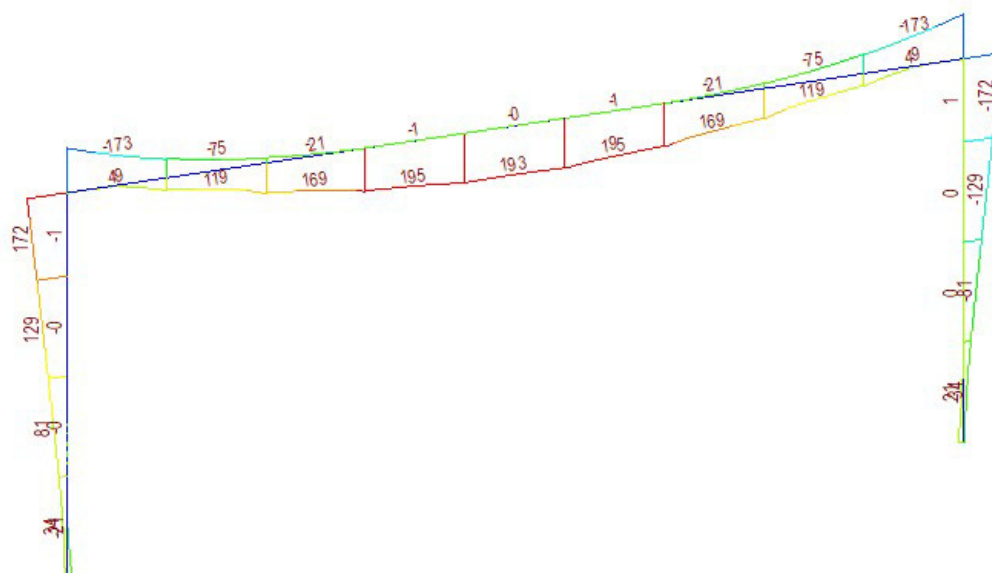
MIN : 305



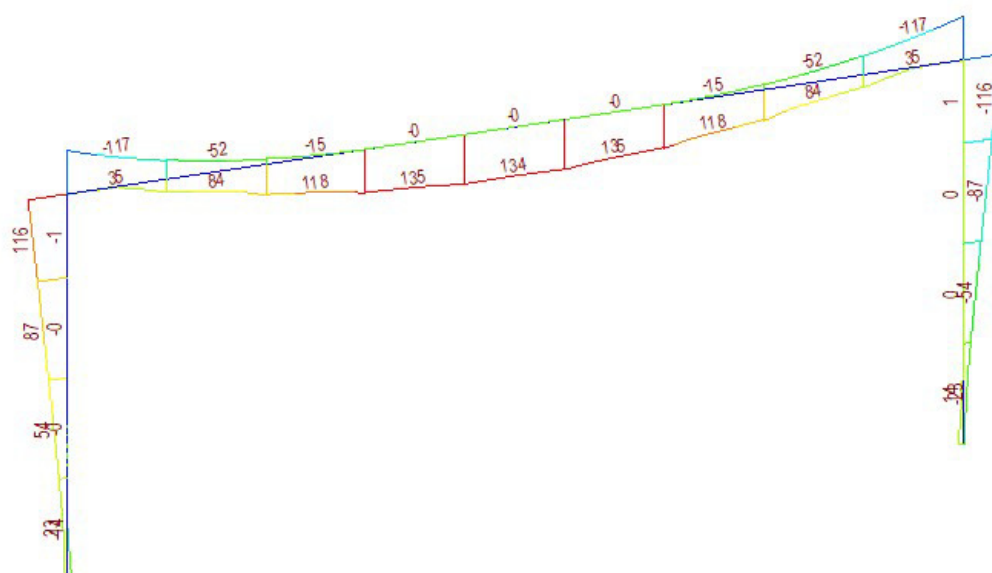
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	72
	59
	46
	33
	20
	7
	0
	-20
	-33
	-46
	-59
	-72
ST: TGR_GR+	
MAX : 18	
MIN : 305	



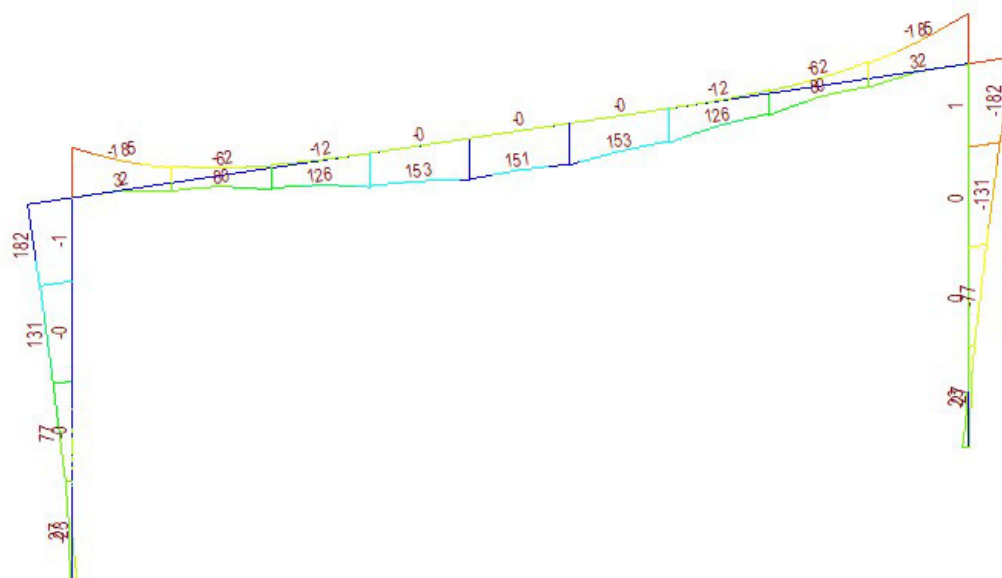
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	9
	7
	5
	4
	2
	0
	-1
	-2
	-4
	-5
	-7
	-9
ST: TGR_GR-	
MAX : 305	
MIN : 18	



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	195
	161
	128
	94
	61
	27
	0
	-40
	-73
	-107
	-140
	-173
MVAL: LM1	
MAX : 13	
MIN : 10	



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	135
	112
	89
	66
	43
	20
	0
	-26
	-48
	-71
	-94
	-117
MVAL: LM1PSI	
MAX : 13	
MIN : 10	



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	182
	148
	115
	82
	48
	0
	-18
	-52
	-85
	-118
	-151
	-185
MVAL: LM3	
MAX : 305	
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

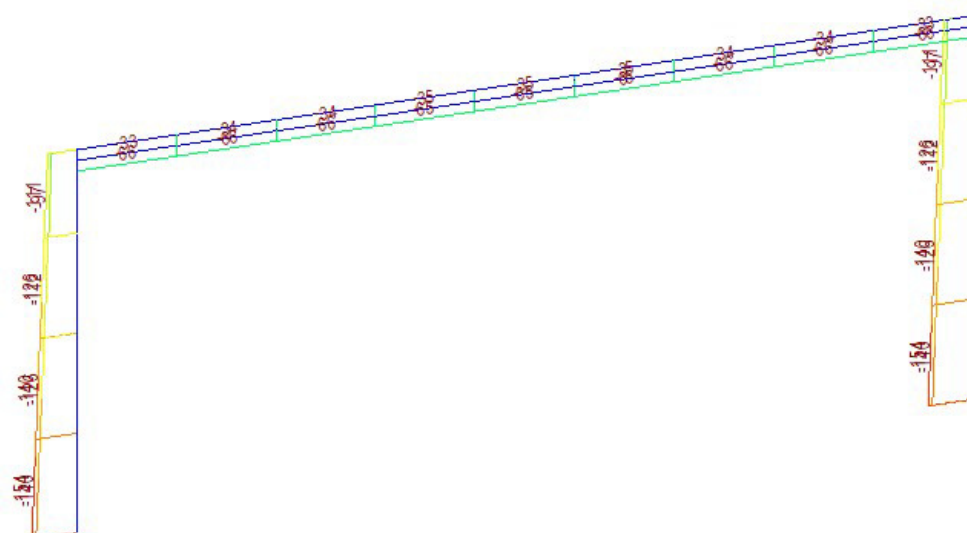
V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních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

$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 3 \text{ mm} < \delta_{lim} = 8000/600 = 13 \text{ mm}$$

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.

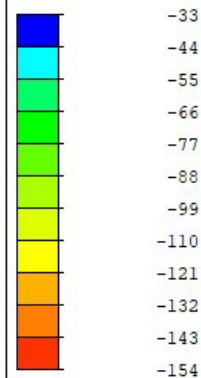


Vnitřní síly od kombinací pro MSP



POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

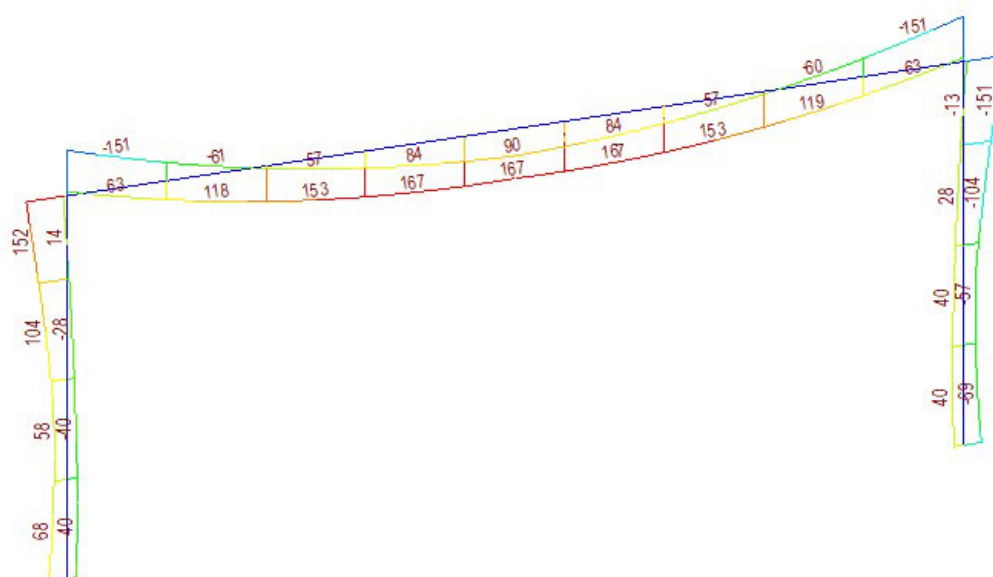
AXIAL



CBALL: GR1A_KVAZIS~

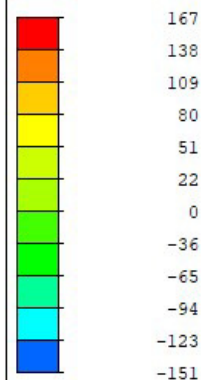
MAX : 18

MIN : 458



POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

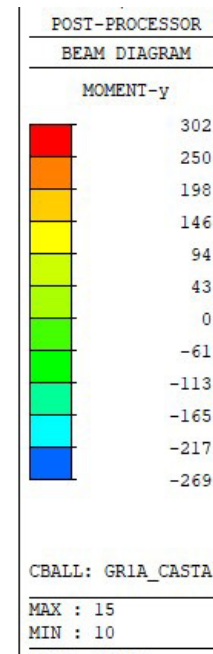
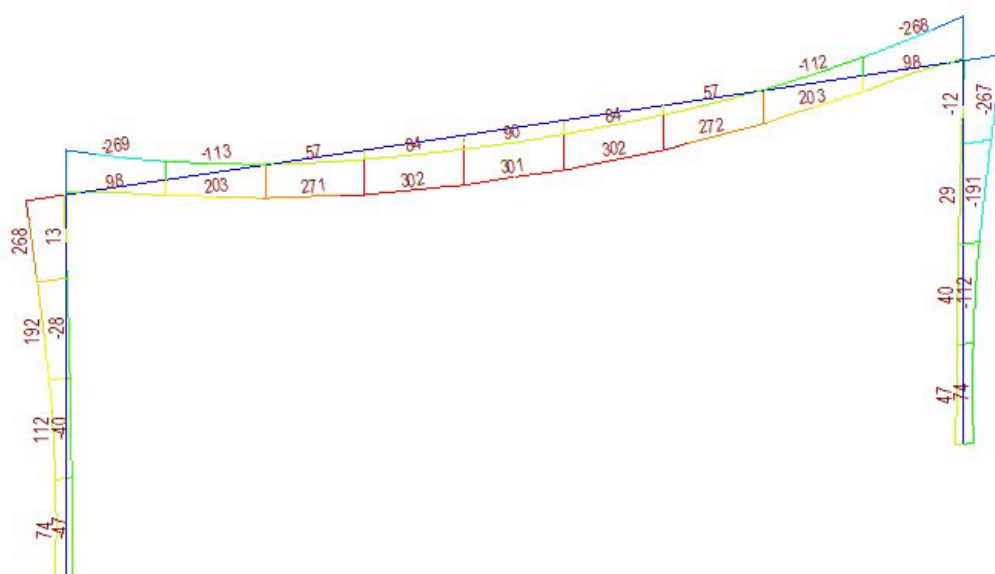
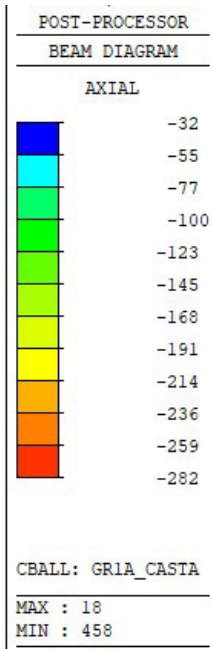
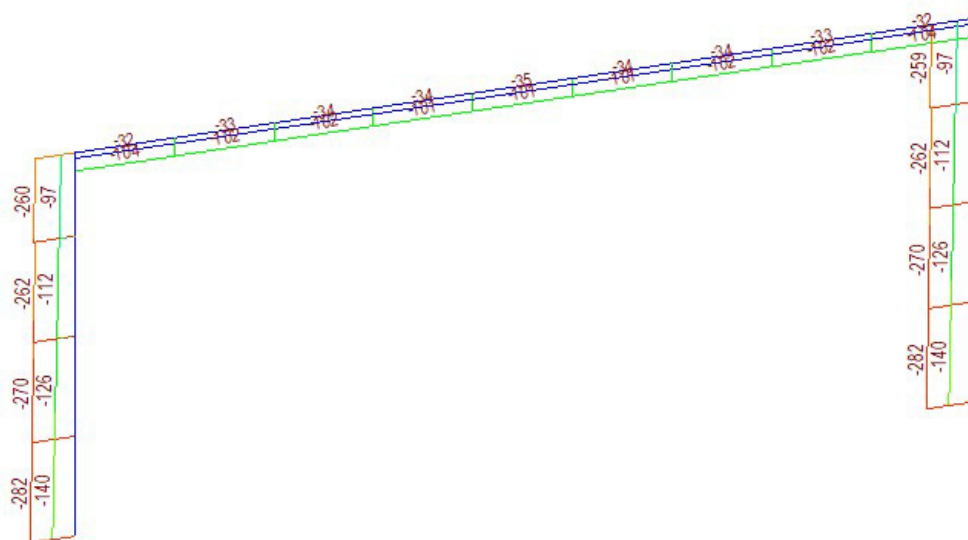
MOMENT-y

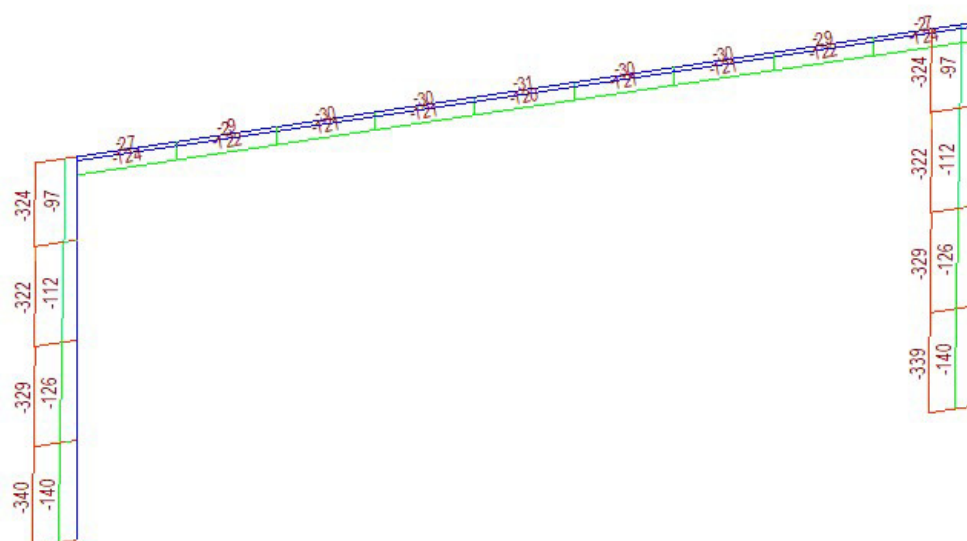


CBALL: GR1A_KVAZIS~

MAX : 15

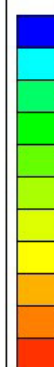
MIN : 10





POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

AXIAL

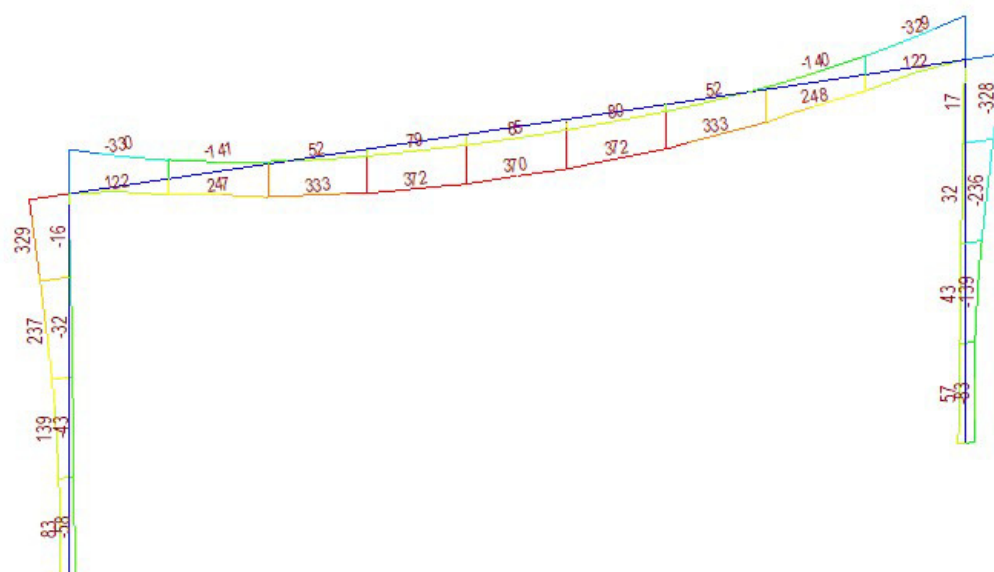


-27
-56
-84
-112
-141
-169
-198
-226
-254
-283
-311
-340

CBALL: GR1A_CHARAK~

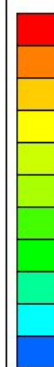
MAX : 18

MIN : 458



POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



372
308
244
181
117
53
0
-75
-138
-202
-266
-330

CBALL: GR1A_CHARAK~

MAX : 15

MIN : 10



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.

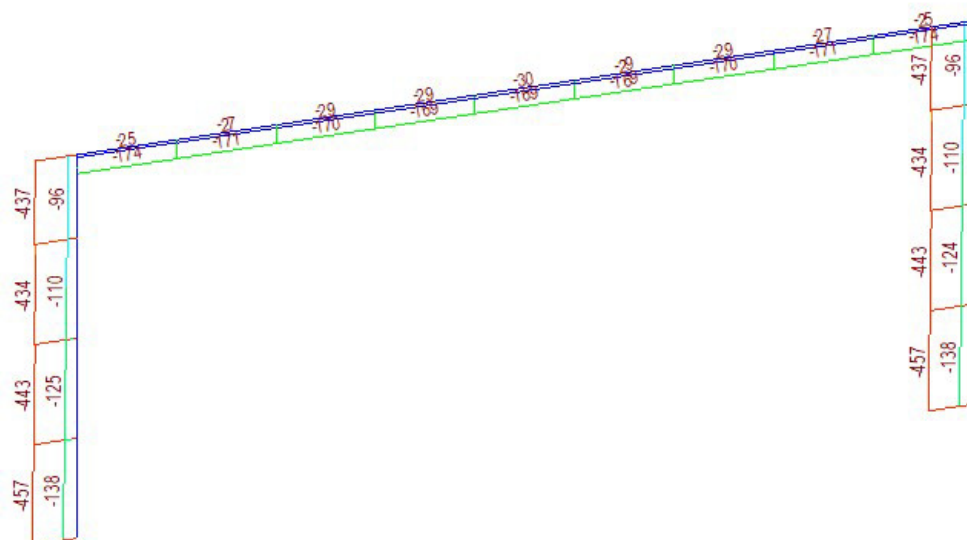
Ohyb a normálová síla

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



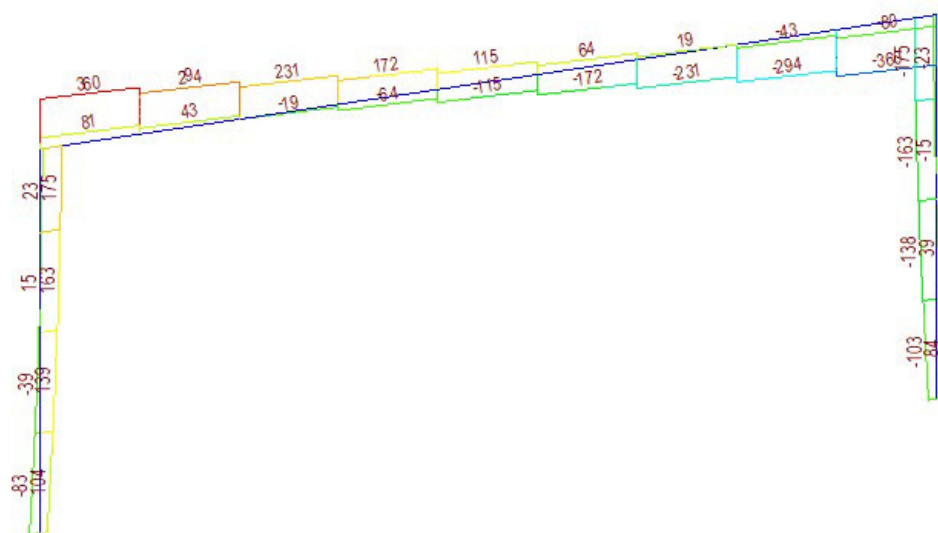
Vnitřní síly od kombinace MSÚ















POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
AXIAL	
	-25
	-64
	-103
	-143
	-182
	-221
	-261
	-300
	-339
	-379
	-418
	-457
CBALL: MSU_OBAL	
MAX : 18	
MIN : 458	



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	503
	416
	329
	242
	155
	69
	0
	-105
	-192
	-279
	-366
	-453
CBALL: MSU_OBAL	
MAX : 15	
MIN : 10	



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	360
	295
	229
	164
	98
	33
	0
	-98
	-164
	-229
	-295
	-360
CBALL: MSU_OBAL	
MAX : 10	
MIN : 18	



4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

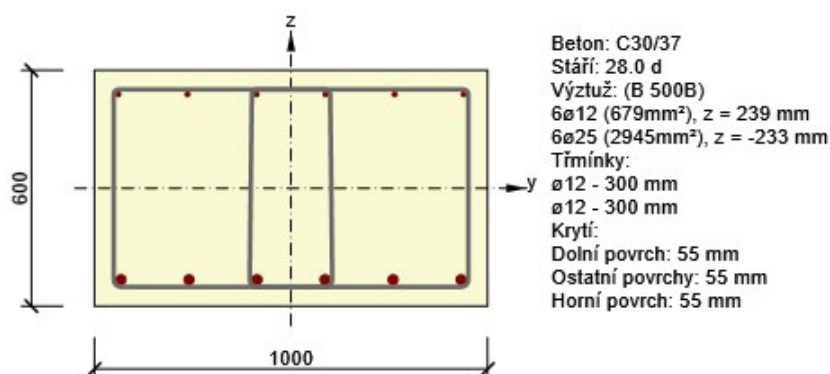
Průřezy jsou navrženy jako železobeton. Posouzený je výsek šířky 1 m.

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 _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	-172.0	0.0	503.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	370.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	167.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0.0	503.0	0.0	172.0	0.0	93.4	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	503.0	0.0			79.1	OK
Smyk	0.0			172.0	0.0	59.9	OK
Interakce	0.0	503.0	0.0	172.0	0.0	93.4	OK
Omezení napětí	0.0	370.0	0.0			67.5	OK
Šířka trhliny	0.0	167.0	0.0			59.1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

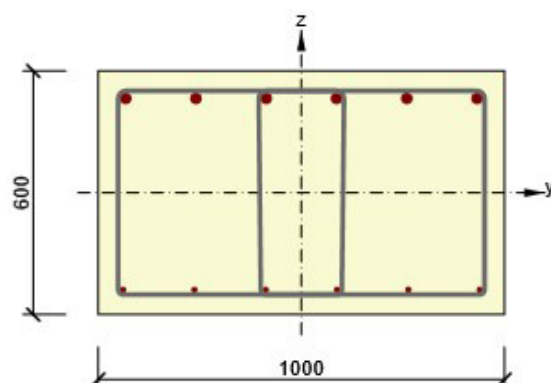


1 Posouzení řezů

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 ϕ 25 (2945mm²), z = 233 mm
 6 ϕ 12 (679mm²), z = -239 mm
 Tříminky:
 ϕ 12 - 150 mm
 ϕ 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 _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	-360.0	0.0	-453.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	-330.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	-152.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0.0	-453.0	0.0	360.0	0.0	97.0	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	-453.0	0.0			71.2	OK
Smyk	0.0			360.0	0.0	62.6	OK
Interakce	0.0	-453.0	0.0	360.0	0.0	97.0	OK
Omezení napětí	0.0	-330.0	0.0			60.2	OK
Šířka trhliny	0.0	-152.0	0.0			53.8	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

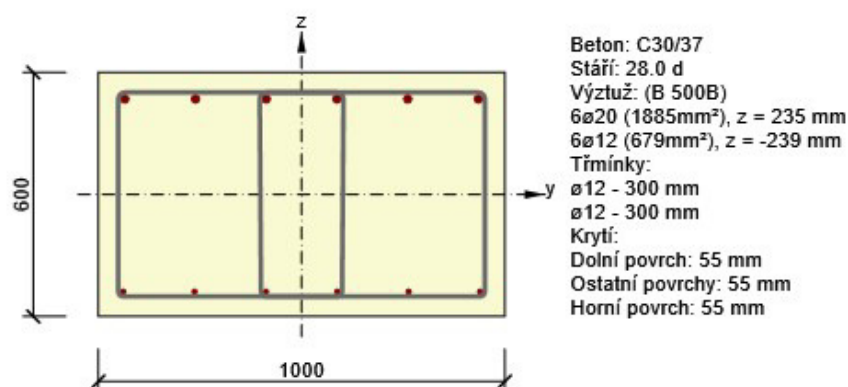


1 Posouzení řezů

1.1 Řez Vetknuti do zakladu

1.1.1 Extrém S 3 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Vetknuti do zakladu



1.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-138.0	0.0	-104.0	0.0	-107.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-140.0	0.0	0.0	0.0	-83.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	-140.0	0.0	0.0	0.0	-68.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-138.0			104.0	0.0	36.1	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-138.0	-107.0	0.0			17.7	OK
Smyk	-138.0			104.0	0.0	36.1	OK
Interakce	-138.0	-107.0	0.0	104.0	0.0	33.2	OK
Omezení napětí	-140.0	-68.0	0.0			9.8	OK
Šířka trhliny	-140.0	-68.0	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 :	$\phi_{\phi} =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\phi_c =$	1.00 [-]	1.25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\phi_{cu} =$	1.00 [-]	1.40 [-]
Součinitel redukce pevnosti horniny :	$\phi_v =$	1.00 [-]	1.40 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	ϕ [°]
1	Třída G1, středně ulehlá		38.50	0.00	21.00	11.00	
2	Třída G3, středně ulehlá		32.50	0.00	19.00	11.00	
3	Třída G4		32.50	4.00	19.00	11.00	
4	Třída F2, konzistence měkká		27.00	10.00	19.50	11.00	
5	Třída F4, konzistence měkká		24.50	14.00	18.50	11.00	

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



Parametry zemin

Třída G1, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 38.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$ Edometrický modul : $E_{oe} = 355.50 \text{ MPa}$

d

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

Třída G3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$ Edometrický modul : $E_{oe} = 102.00 \text{ MPa}$

d

Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.30$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Třída G4

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4.00 \text{ kPa}$ Edometrický modul : $E_{oe} = 94.50 \text{ MPa}$

d

Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.30$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Třída F2, konzistence měkká

Objemová tíha : $\gamma = 19.50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27.00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$ Edometrický modul : $E_{oe} = 9.50 \text{ MPa}$

d

Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Třída F4, konzistence měkká

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 14.00 \text{ kPa}$ Edometrický modul : $E_{oe} = 5.00 \text{ MPa}$

d

Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

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 $t = 0.70 \text{ m}$

Statický výpočet



Sklon upraveného terénu $s_1 = 0.00^\circ$

Sklon základové spáry $s_2 = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 19.00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: excentrická patka

Délka patky $x = 3.00$ m

Šířka patky $y = 7.50$ m

Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0.60$ m

Šířka sloupu ve směru y $c_y = 7.50$ m

Objem patky = 15.75 m³

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru x = 1.80 m

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru y = 3.75 m

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, středně ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_s = 0.50$ m

Hloubka štěrkopískového polštáře $h_{sp} = 0.50$ m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00$ kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2.90$ MPa

Modul pružnosti $E_c = 33000.00$ MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.20	Třída F4, konzistence měkká	
2	0.60	Třída G3, středně ulehlá	
3	0.30	Třída F2, konzistence měkká	



Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
4	-	Třída G4	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
1	ANO		Kvazistala	Užitné	1902.00	0.00	-520.00	392.00	0.00
2	ANO		MSU	Návrhové	1740.00	0.00	-736.00	656.00	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]	□ [kPa]	R _d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Kvazistala	Ano	0.55	0.00	173.72	413.36	42.03	Ano
Kvazistala	Ne	0.55	0.00	173.72	413.36	42.03	Ano
MSU	Ano	0.75	0.00	203.53	568.05	35.83	Ano
MSU	Ne	0.69	0.00	205.00	617.82	33.18	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepriznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 393.75 \text{ kN}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 171.00 \text{ kN}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 1. (Kvazistala)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_s = 5.18 \text{ m}$ Dosah smykové plochy $l_{sp} = 16.28 \text{ m}$ Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 413.36 \text{ kPa}$ Extrémní kontaktní napětí $\square = 173.72 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepriznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Zemní odpor: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Výpočtová velikost zemního odporu $S_p = 129.41 \text{ kN}$ Úhel tření základ-základová spára $\square = 38.50^\circ$

Statický výpočet



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

Horizontální únosnost základu $R_d = 1995.53 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 656.00 \text{ kN}$

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 γ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 393.75 \text{ kN}$

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

Výpočet proveden za vyloučení tahu.

Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky $(x) = 2.84 \text{ m}$

Šířka patky $(y) = 7.50 \text{ m}$

Sednutí středu hrany x - 1 $= 1.5 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany x - 2 $= 1.5 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany y - 1 $= 3.5 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany y - 2 $= -0.2 \text{ mm}$

Sednutí středu základu $= 3.9 \text{ mm}$

Sednutí charakterist. bodu $= 2.3 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 114.37 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=3.67$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0.23$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 3.9 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 4.03 \text{ m}$

Natočení ve směru x $= 1.250 \text{ (tan*1000)}$

Natočení ve směru y $= 0.000 \text{ (tan*1000)}$



5 Závěr

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

Benešov u Semil 11/2018

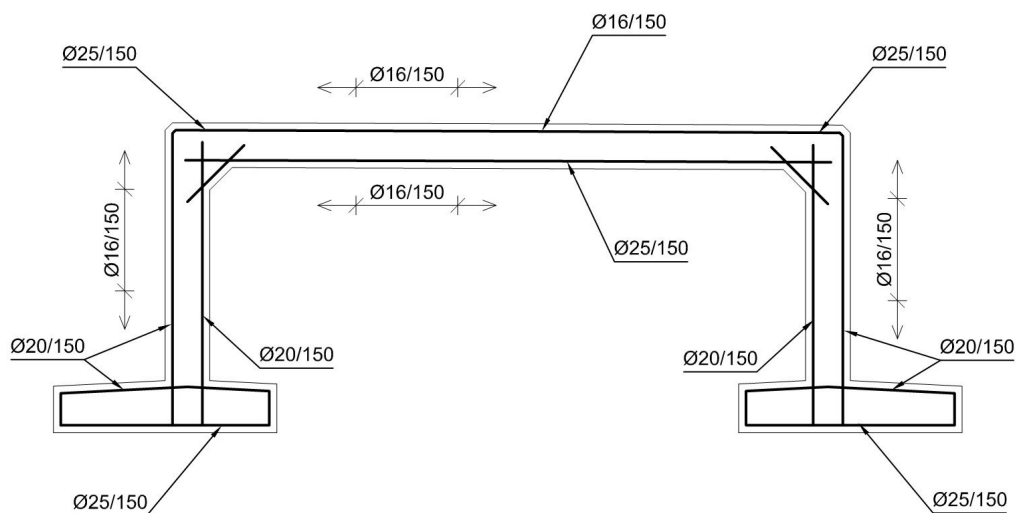
Ing. Ondřej Svoboda



6 Schéma výztuže

Schéma betonářské výztuže nosné konstrukce

PODÉLNÝ ŘEZ



PŘÍČNÝ ŘEZ

