

**INVESTOR****KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC
KARLOVARSKÉHO KRAJE**

Chebská 282, 356 04 Sokolov

**SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 210 41-3****STAVBA****MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 210 41-3
DOLNÍ ROTAVA**




S.A.W. CONSULTING s.r.o.

Prašná 2324, 407 47 Varnsdorf

středisko UL: Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí n. L.

web: www.sawconsulting.cz

e-mail: info@sawconsulting.cz

VYPRACOVAL	ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	TECHNICKÁ KONTROLA	INVESTOR	KSÚS KK
ING. IGOR BÁLIK	ING. EVA DRAGOUNOVÁ	ING. IGOR BÁLIK	ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO	2018-055
			DATUM	03/2019
PŘÍLOHA			STUPEŇ	DSP/PDPS
			MĚŘÍTKO	-
			Č. PŘÍLOHY	PARÉ
STATICKÝ VÝPOČET			8	

Obsah

1 Identifikační údaje	5
2 Základní údaje o mostu.....	5
2.1 Technický popis konstrukce	7
2.2 Výpočetní model	7
2.3 Výpočetní pomůcky	7
2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury.....	7
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	11
4.3.3 Zatížení proměnné	12
<u>Zatížení dopravou</u>	12
Model zatížení 1 (LM1)	12
Model zatížení 2 (LM2)	12
Model zatížení 3 (LM3)	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	14
4.4.1 Postup výstavby.....	14
4.4.2 Vnitřní síly	16
4.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	21
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	21
<u>Mezní stav omezení trhlin</u>	21
<u>Mezní stav omezení průhybů</u>	21
4.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	25
<u>Ohyb a normálová síla</u>	25



4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce	27
4.4.6 Návrh a posouzení založení	30
<u>Základ rámu</u>	30
5 Závěr	34
6 Schéma výztuže	35



1 Identifikační údaje

Stavba	Modernizace mostu ev.č. 210 41-3 Dolní Rotava
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Modernizace mostu ev.č. 210 41-3 Dolní Rotava
Kraj	kraj Karlovarský
Obec	Rotava (okres Sokolov)
Katastrální území	Rotava (okres Sokolov); 741531
Investor	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje Chebská 282 356 04 Sokolov
Uvažovaný správce objektu	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje Chebská 282 356 04 Sokolov
Projektant objektu	S.A.W. Consulting s r. o. středisko Ústí nad Labem Masarykova 633/318, 400 01 Ústí nad Labem Jaroslav Zavadil, DiS. tel. 607 930 191 Silnice III/21041
Pozemní komunikace	Silnice III/21041
Staničení na komunikaci	-
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991 (skupina PK 1)
Účel dokumentace	Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění stavby - DSP/PDPS

2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:

4.1	silniční most
4.2	most přes řeku
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	šikmý 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 III/21041 v obci Rotava Most je trvalý, šikmý, v přímé, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	11,6 m
<i>Délka mostu</i>	17,55 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	13,69 m
<i>Rozpětí polí</i>	12,65 m v ose silnice, 7,25 kolmo na opěry
<i>Šikmost mostu</i>	pravá, 35°
<i>Volná šířka mostu</i>	6,5 m
<i>Šířka mezi zábradlím</i>	7,25 m
<i>Šířka mostu</i>	8,35 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	7,75 m
<i>Výška mostu</i>	2,70 m
<i>Volná výška na mostě</i>	Neomezená
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	$8,35 \times 13,69 = 114,3 \text{ m}^2$ 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 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 má jedno pole s rozpětím 12,65 m v ose silnice, 7,25 kolmo na opěry. Most je šikmý. Příčný řez tvoří deska proměnné tloušťky od 0,48 do 0,55 m. Rovnoběžná betonová křídla jsou vetknuta do nosné konstrukce. Jedno křídlo je šikmé a taky bude vetknuté do NK. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu. Založení rámu je plošné.

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 DSP/PDPS, S.A.W. CONSULTING s.r.o.
- (2) Inženýrskogeologický průzkum, GEM, Mgr. Luděk Žabka, Liberec 8, leden 2019

2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Igor Bálik

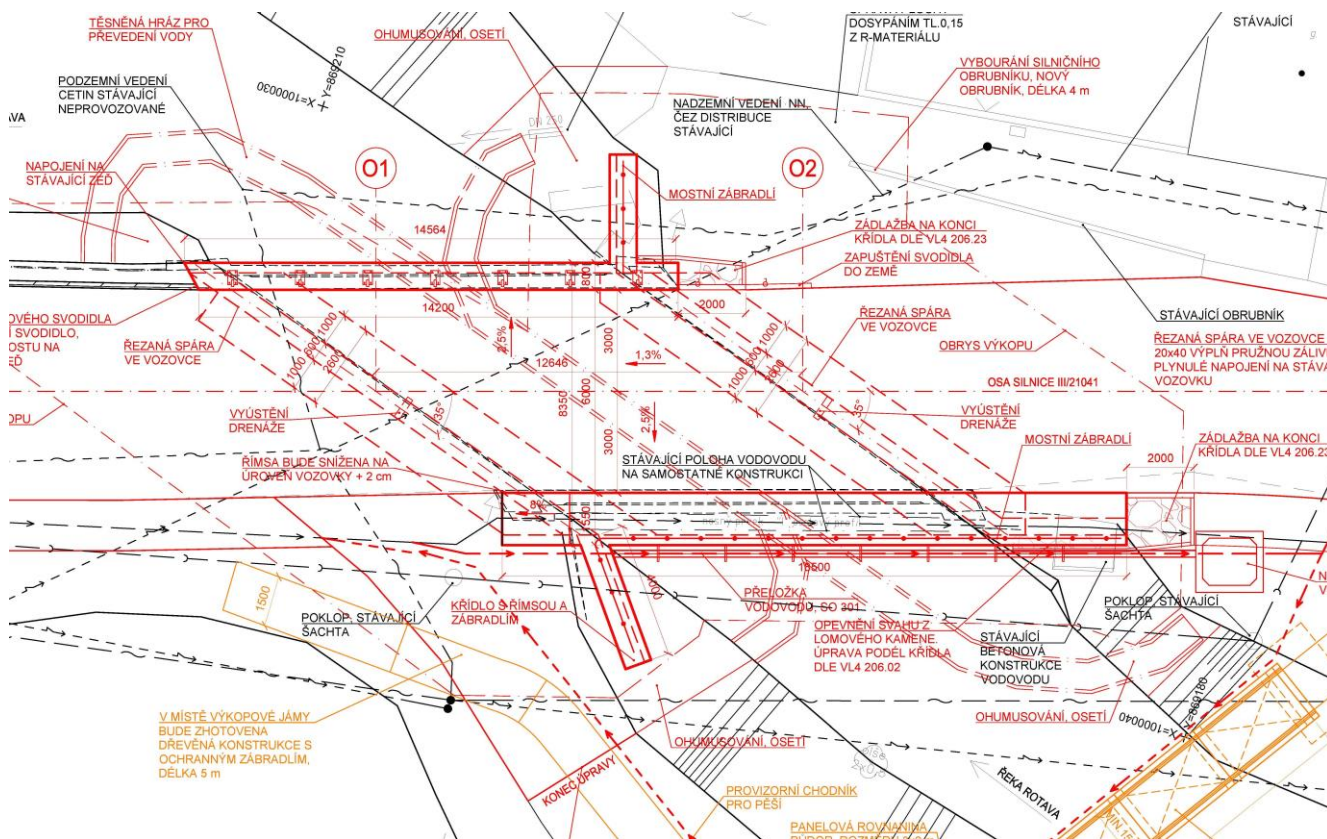
Autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce

.....

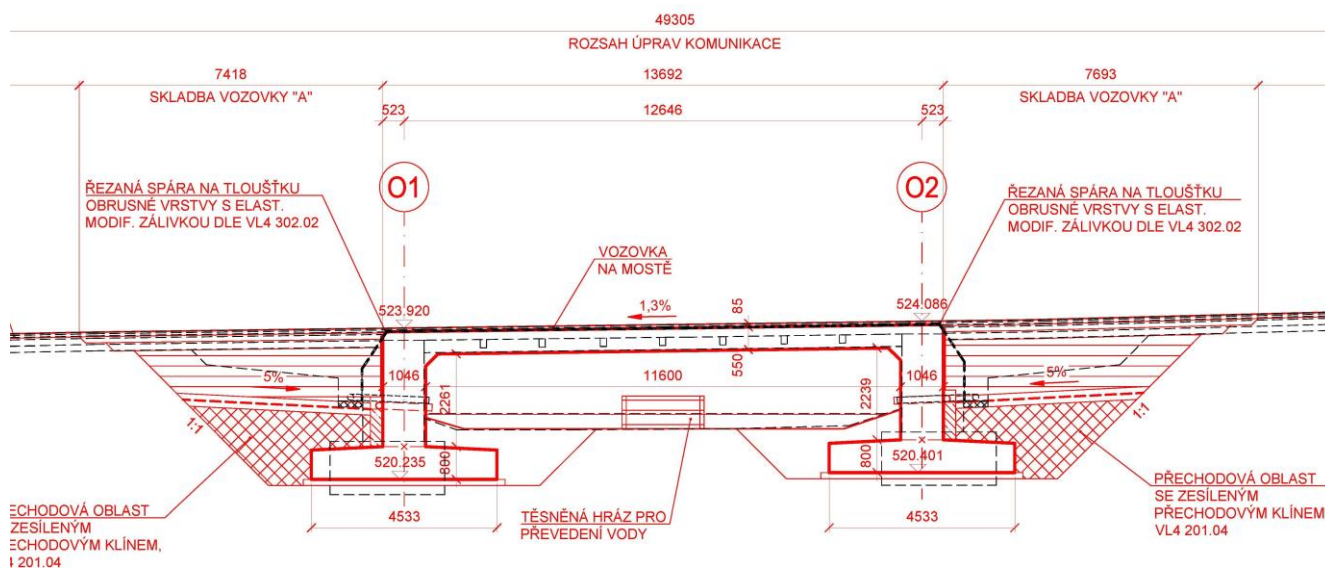
Ing. Igor Bálik

3 Grafické přílohy statického výpočtu

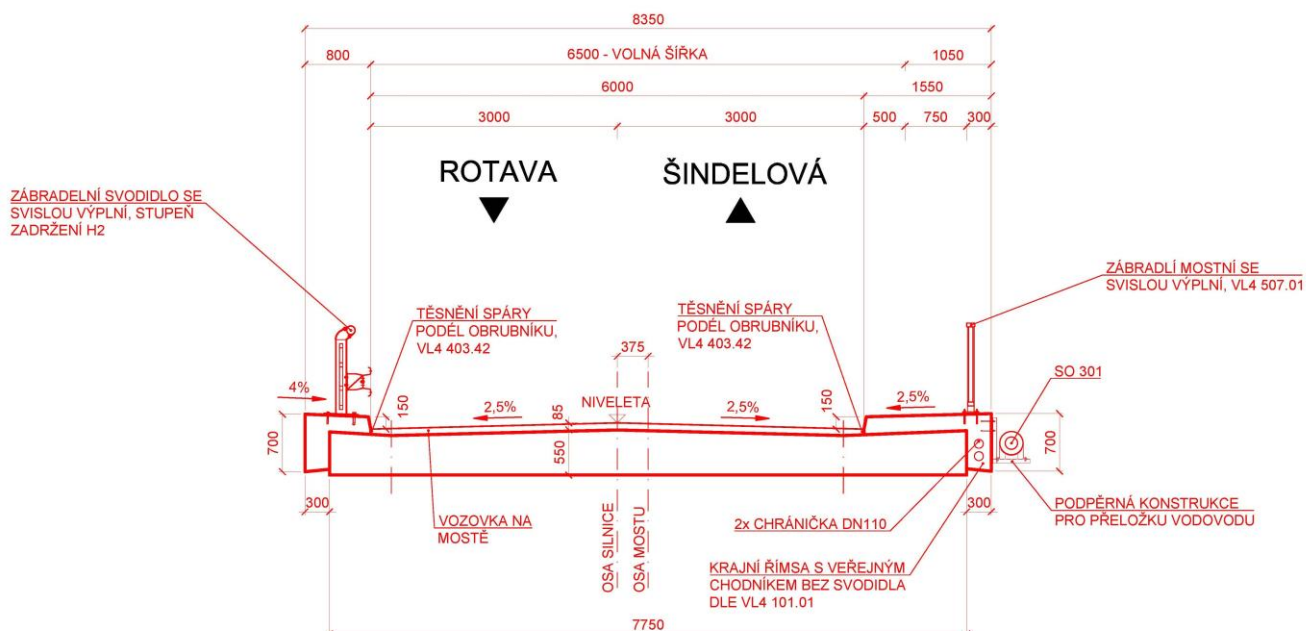
3.1 Půdorys



3.2 Podélný řez



3.3 Příčný řez

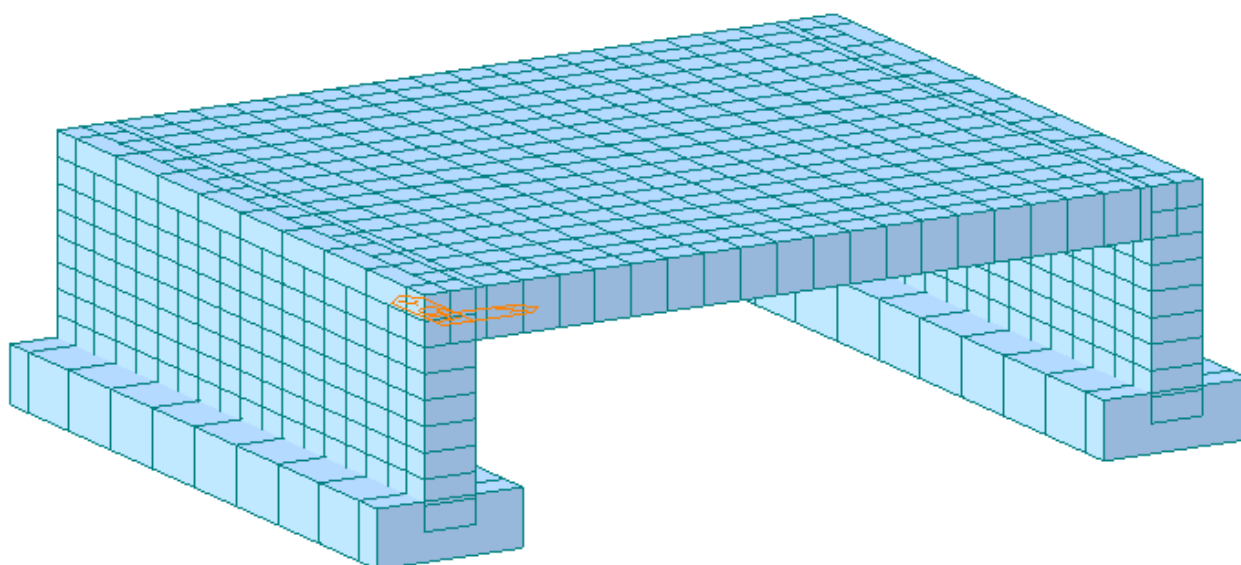


4 Výpočet

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 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.

- | | |
|--------------------------------|---|
| • levá železobetonová římsa | $0,3 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 7,5 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • konstrukce vozovky tl. 90 mm | $0,09 \text{ m} \cdot 6,0 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 13,5 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • pravá železobetonová římsa | $0,49 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 12,25 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • 1 x zábradlí, 1x svodidlo | $1+2 \text{ kNm}^{-1} = 3 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • Celkem | $36,3 \text{ kNm}^{-1}$ |

Zemní tlak

Zásyp, $\phi=30^\circ$

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

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

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

$$\sigma_2 = 3,5 \cdot k_0 \cdot \gamma = 35 \text{ kNm}^{-3}$$

4.3.2 Pokles podpěr

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 2 mm.

4.3.3 Zatížení proměnné

Zatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly) $w = 6,0$ m.

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy: $w_i = 3,0$ m, zbývající plocha šířky 0 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 přenášeny 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.5 – Zvláštní vozidla pro silnice III. třídy v pozemních komunikacích skupiny 1

Celková tíha	900 kN
Označení	900/150
Nápravy	$n = 6 \times 150 \text{ kN}$, $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů podle A.3 (2).
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.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6*1,0*2*300 + 0,1*1,0*9,0*3,0*11 = 390 \text{ kN}$$

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:

$$T_{\max} = 39^{\circ}\text{C}, T_{\min} = -33^{\circ}\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = 40,5^{\circ}\text{C}, T_{e,\min} = -25^{\circ}\text{C}.$$

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

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -25 - 10 = -35^{\circ}\text{C}$$

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

$$\Delta T_N = 65,5^{\circ}\text{C}$$

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$$14,0^{\circ}\text{C} - 0,55 \text{ m}$$

$$3,2^{\circ}\text{C} - 0,45 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,305 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,19 \text{ m}$$

$$2,1^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$$

Ochlazení (měřeno zdola)

$$-6,9^{\circ}\text{C} - 0,55 \text{ m}$$

$$-1,9^{\circ}\text{C} - 0,46 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,36 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,29 \text{ m}$$

$$-1,4^{\circ}\text{C} - 0,13 \text{ m}$$

$$-5,2^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$$

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje se.

4.3.4 Kombinace zatíženíMezní 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 – spojité 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

$$h_0 = 2.A_c/u = 2 * 4,0 / 16,6 = 482 \text{ mm}$$

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



vlhkost = 70%

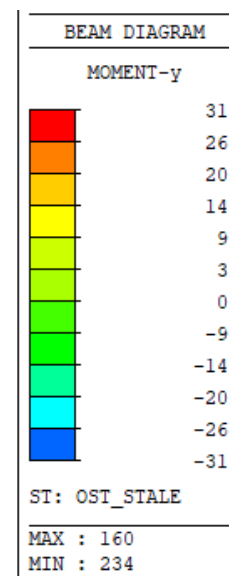
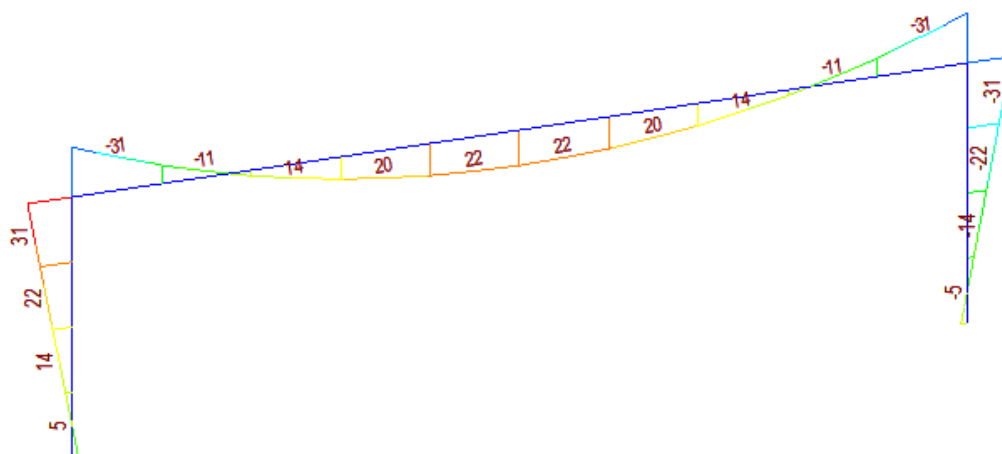
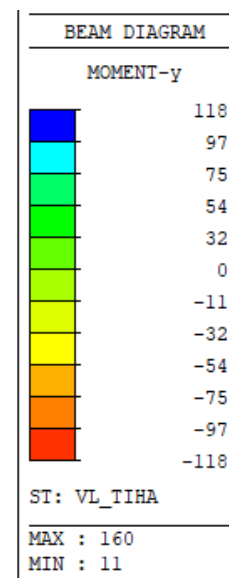
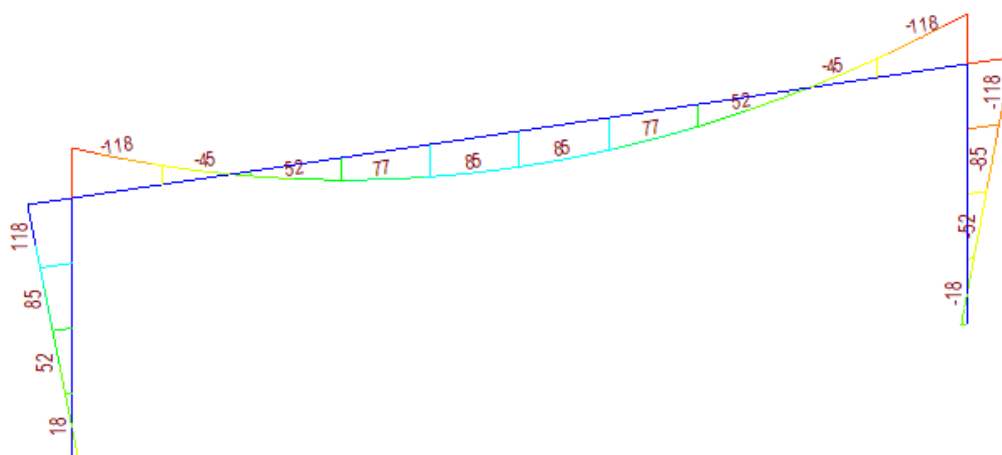
$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

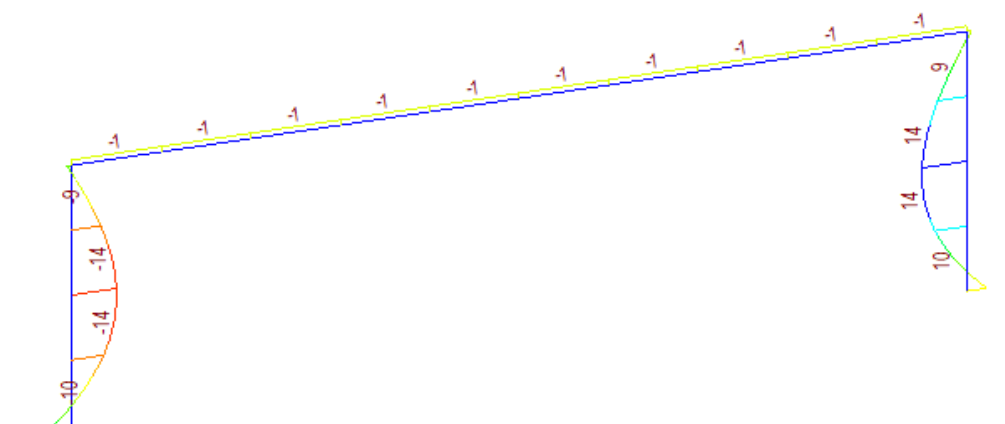
Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, $\phi = 2.14$

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

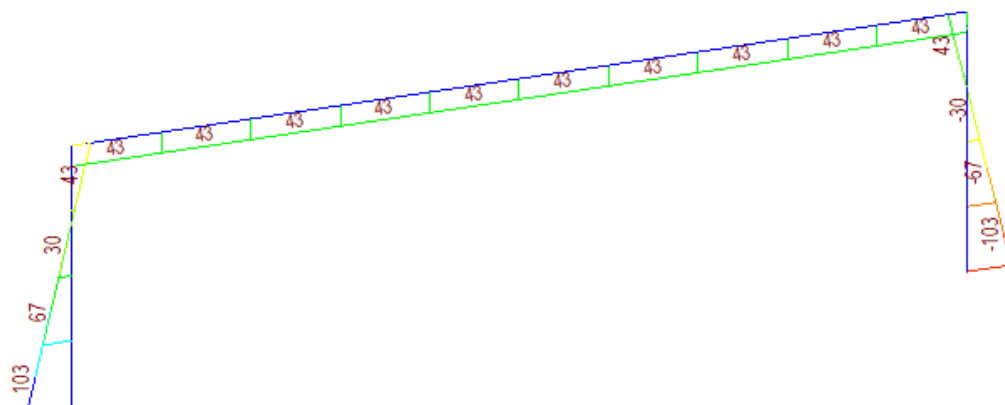
4.4.2 Vnitřní síly

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

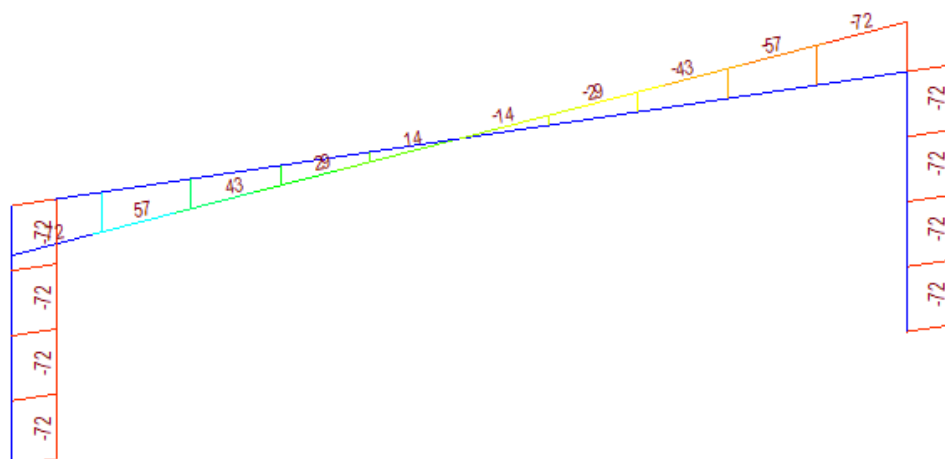




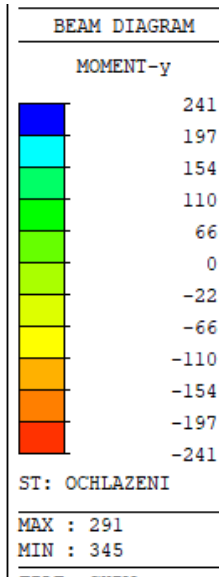
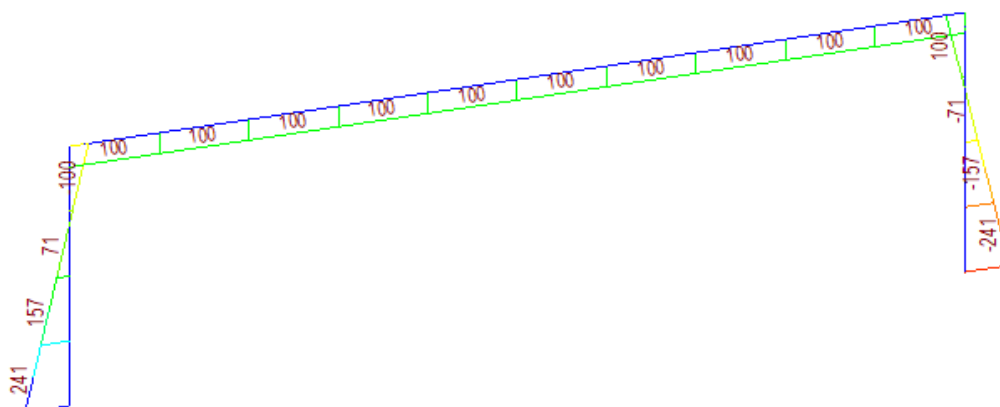
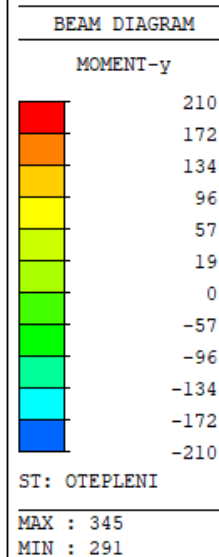
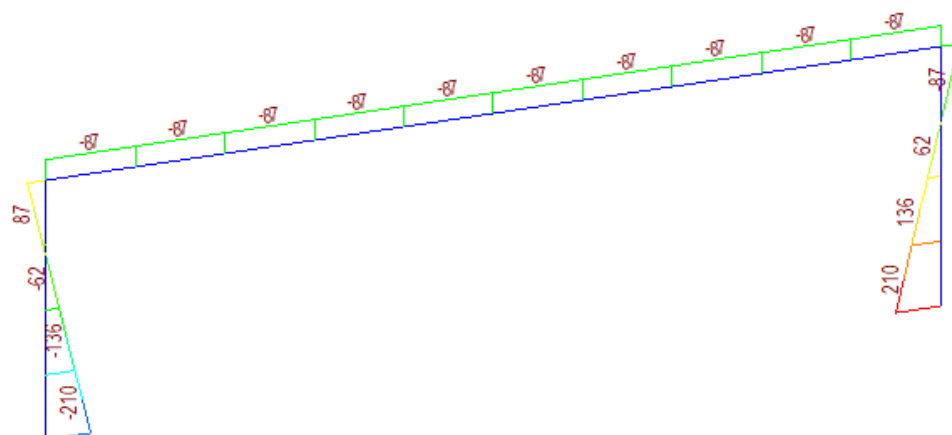
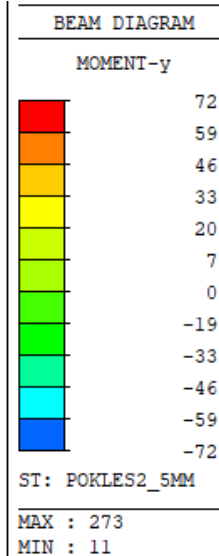
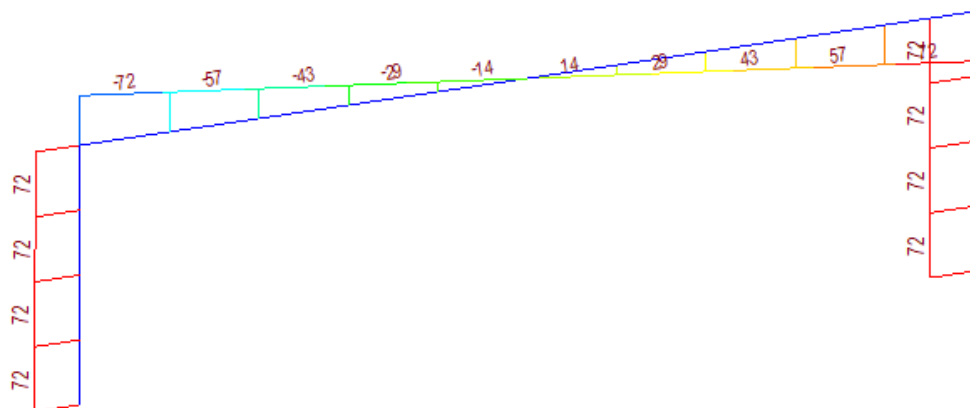
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	14
	11
	9
	6
	4
	0
	-1
	-4
	-6
	-9
	-11
	-14
ST: ZEMTLAK_ZAKLA~	
MAX :	327
MIN :	273

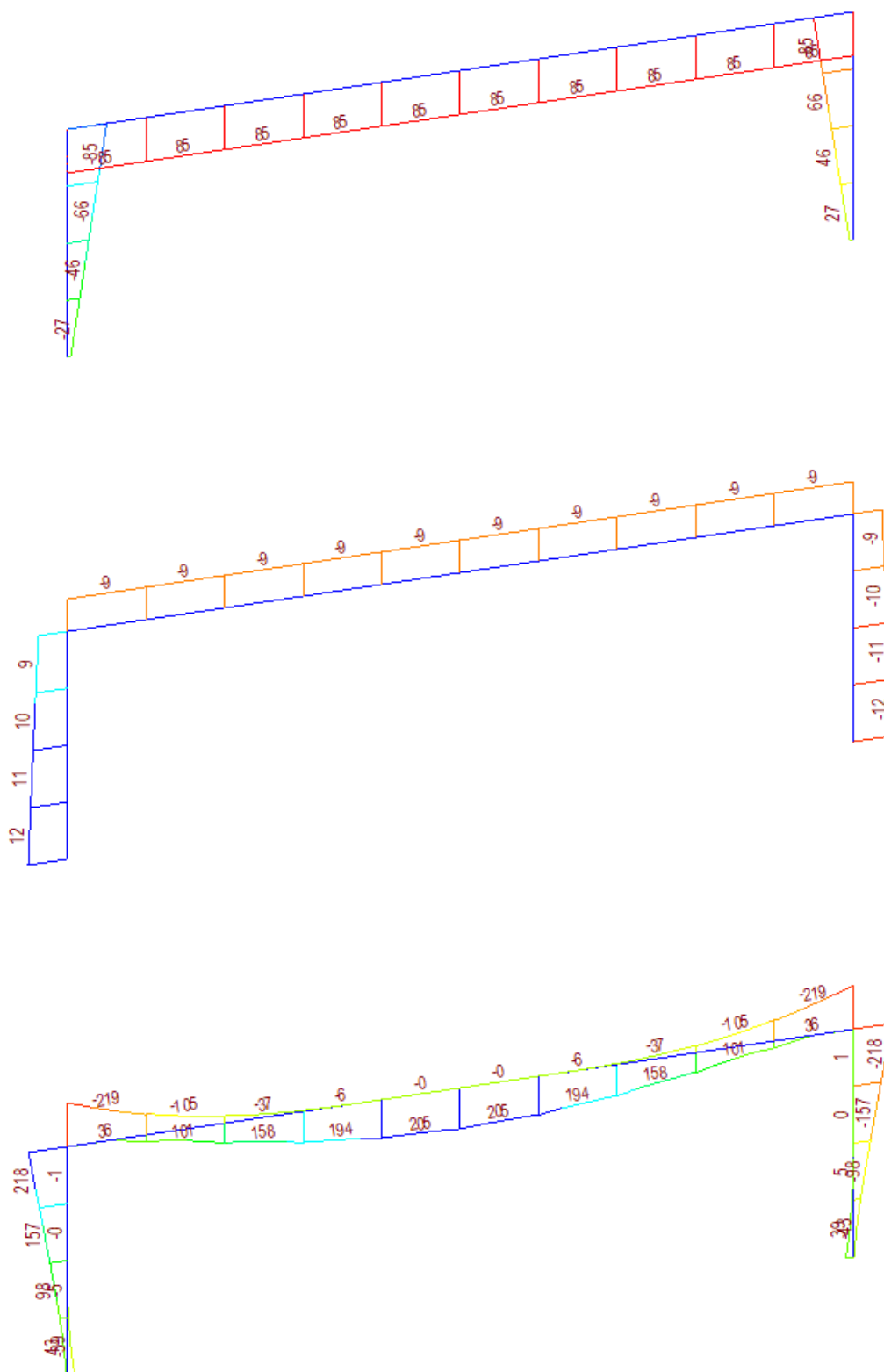


BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	103
	85
	66
	47
	28
	0
	-9
	-28
	-47
	-66
	-85
	-103
ST: SMRSTOVANI	
MAX :	291
MIN :	345



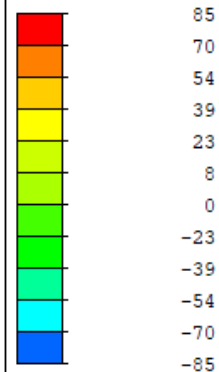
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	72
	59
	46
	33
	19
	0
	-7
	-20
	-33
	-46
	-59
	-72
ST: POKLES1_5MM	
MAX :	11
MIN :	327





BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



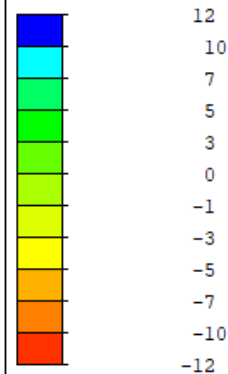
ST: TGR_GR+

MAX : 17

MIN : 160

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



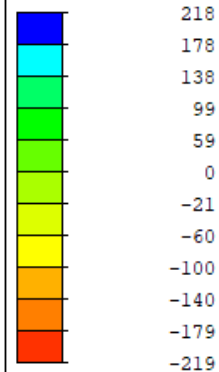
ST: TGR_GR-

MAX : 291

MIN : 345

BEAM DIAGRAM

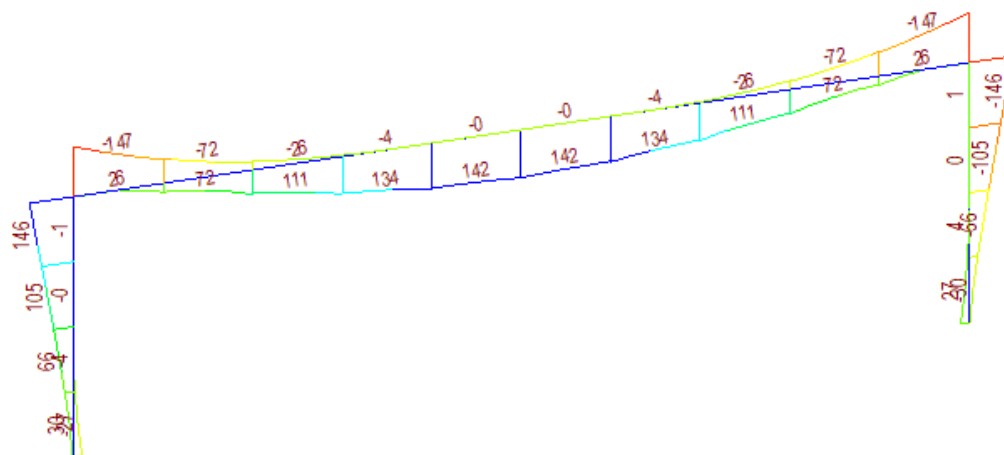
MOMENT-y



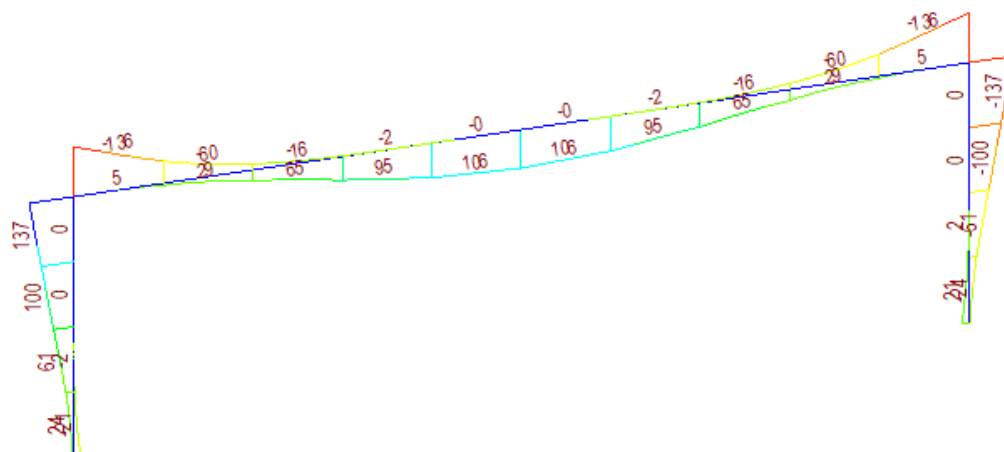
MVALL: LM1

MAX : 160

MIN : 11



BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	146
	119
	93
	66
	39
	0
	-14
	-40
	-67
	-94
	-120
	-147
MVAL: LM1PSI	
MAX : 160	
MIN : 11	



BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	137
	112
	87
	62
	37
	0
	-12
	-37
	-62
	-87
	-112
	-137
MVAL: LM3	
MAX : 160	
MIN : 234	

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

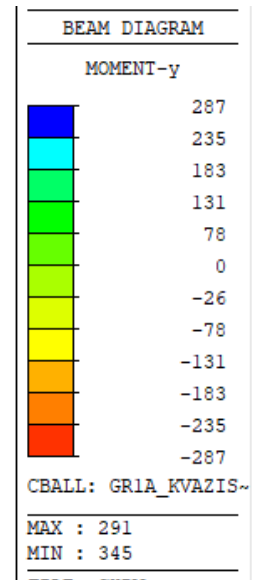
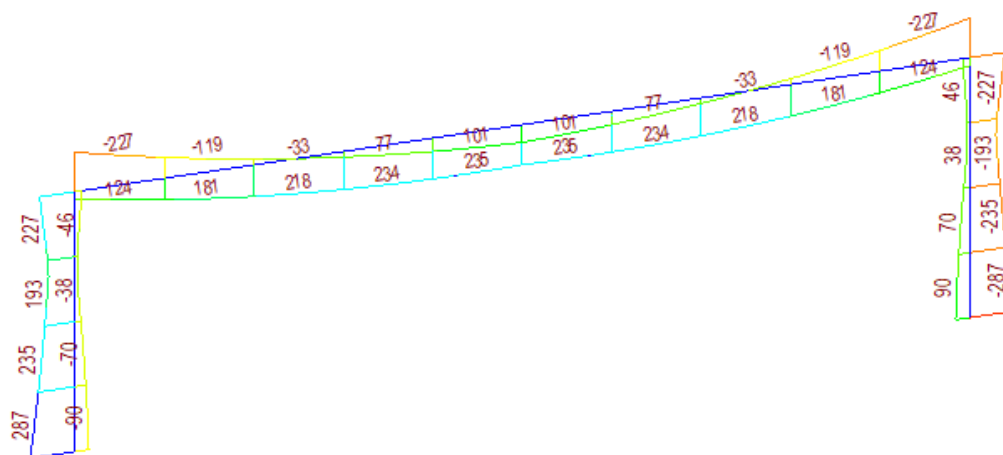
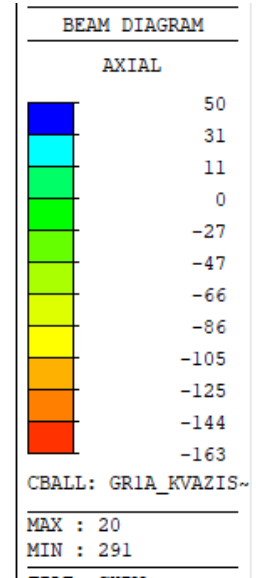
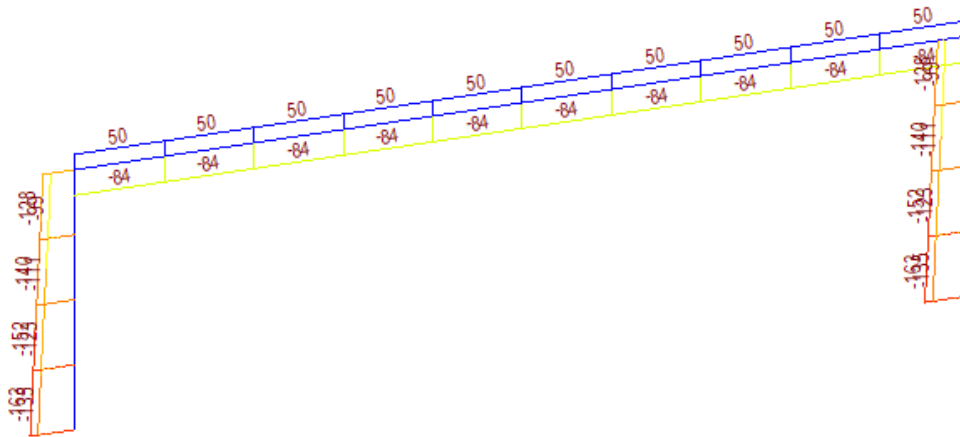
V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních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

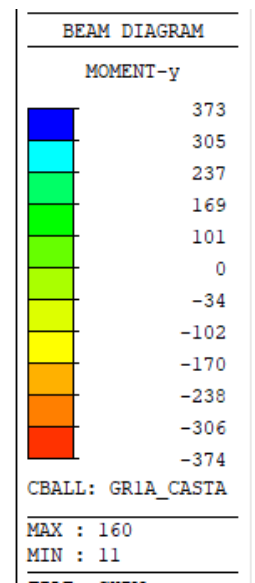
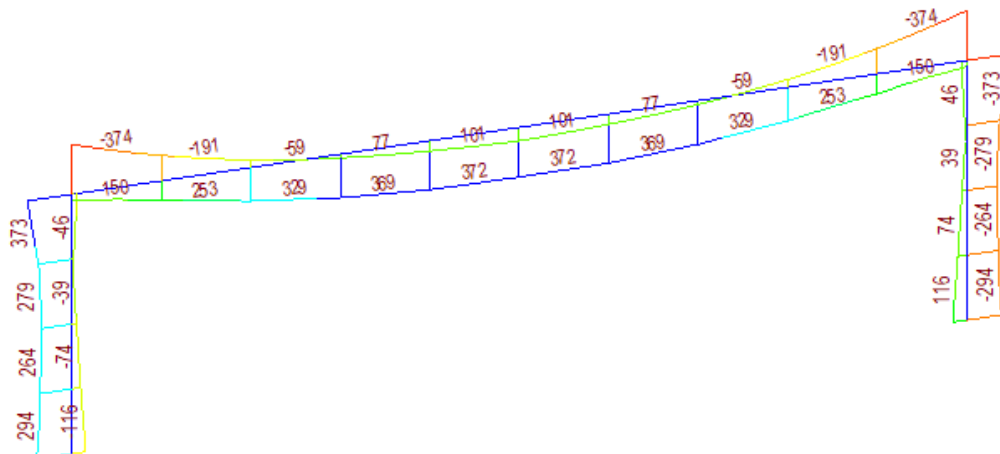
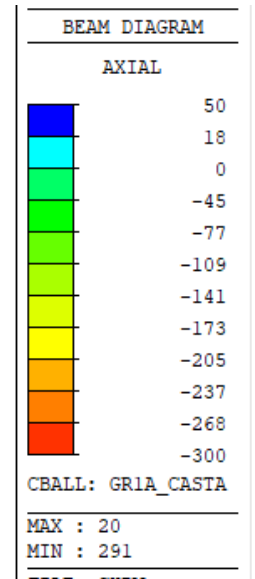
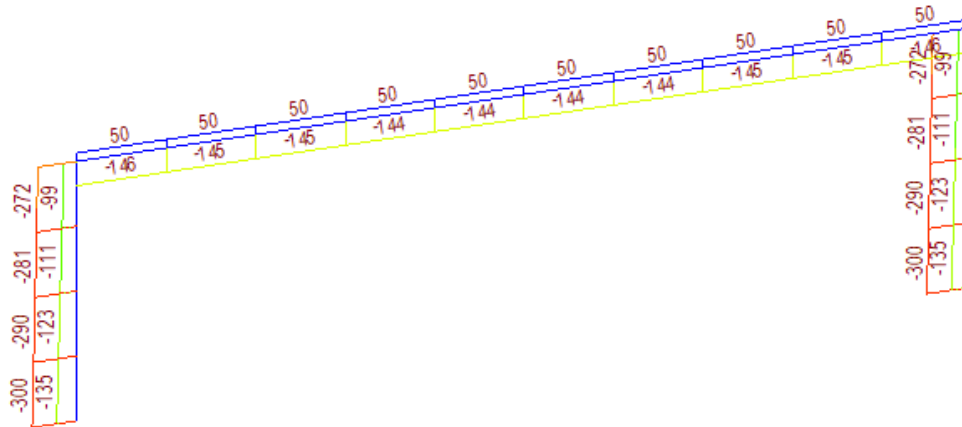
$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 2 \text{ mm} < \delta_{lim} = 6000/600 = 10 \text{ mm}$$

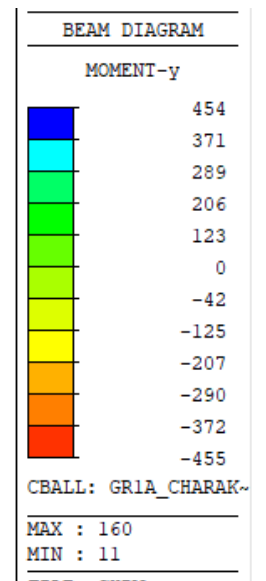
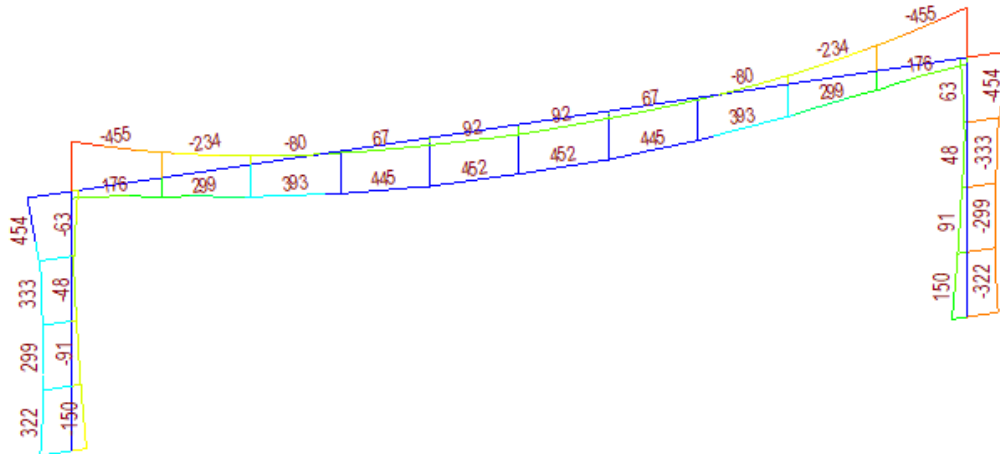
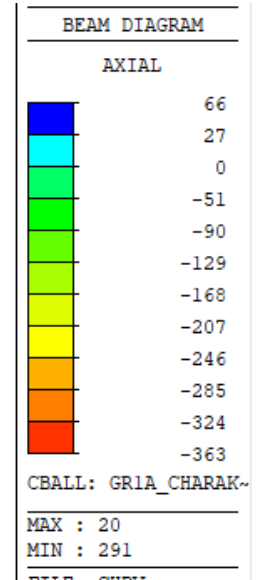
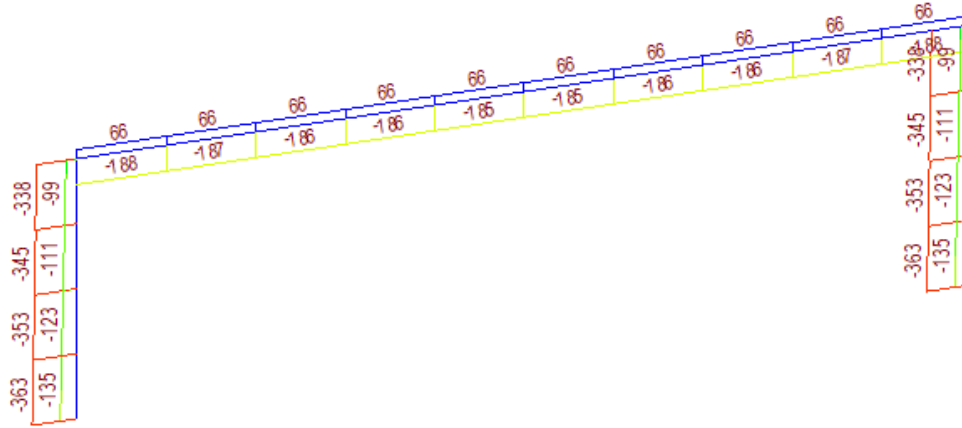
Při betonáži nosné konstrukce bude provedeno takové nadvýšení, aby niveleta komunikace na mostě odpovídala projektovému stavu při působení všech zatížení stálých a poloviny zatížení dopravou na konci životnosti.



Vnitřní síly od kombinací pro MSP









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.

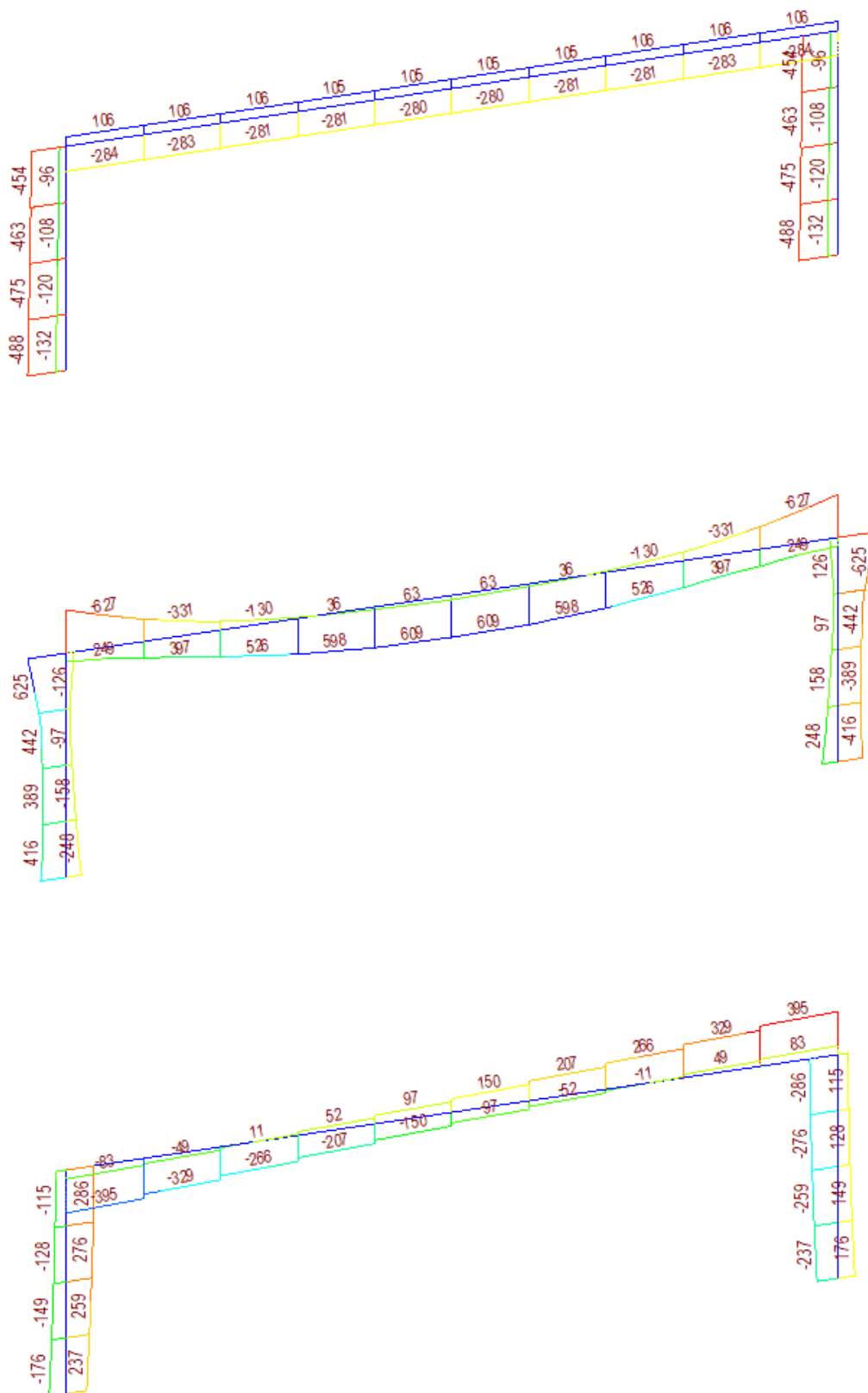
Ohyb a normálová síla

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



4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

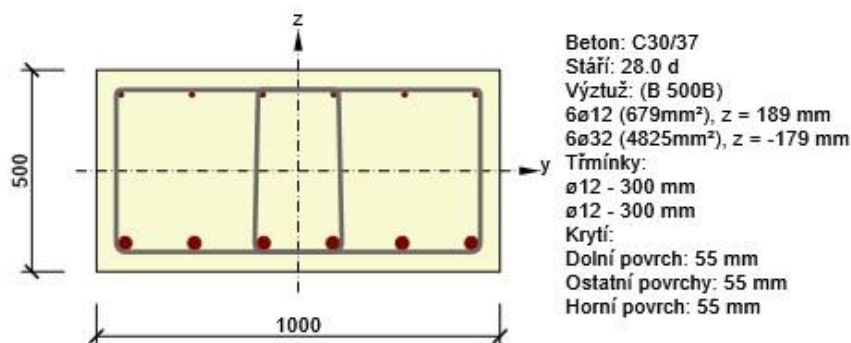
Průřezy jsou navrženy jako železobeton. Posouzený je výsek šířky 1 m.

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	-150.0	0.0	609.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	452.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	235.0	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
Omezení napětí	0.0	452.0	0.0			96.8	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	609.0	0.0			77.4	OK
Smyk	0.0			150.0	0.0	53.6	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	0.0	609.0	0.0	150.0	0.0	85.6	OK
Omezení napětí	0.0	452.0	0.0			96.8	OK
Šířka trhliny	0.0	235.0	0.0			56.0	OK

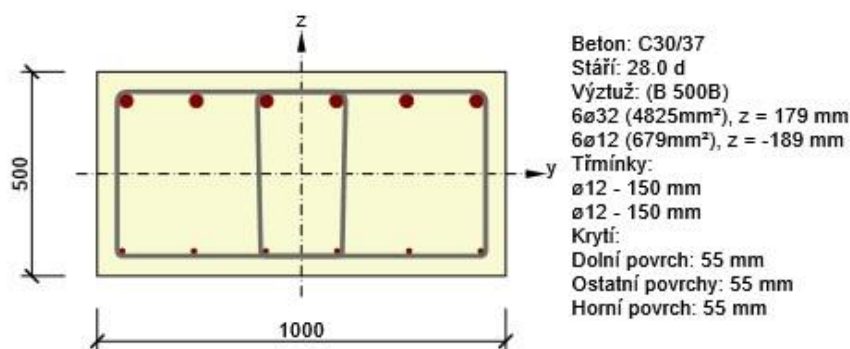
Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

1 Posouzení řezů

1.1 Řez Ramový roh

1.1.1 Extrém S 4 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Ramový roh



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	-395.0	0.0	-627.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	-455.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	-227.0	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	-627.0	0.0	395.0	0.0	98.2	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	-627.0	0.0			79.7	OK
Smyk	0.0			395.0	0.0	89.5	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	0.0	-627.0	0.0	395.0	0.0	98.2	OK
Omezení napětí	0.0	-455.0	0.0			97.5	OK
Šířka trhliny	0.0	-227.0	0.0			53.3	OK

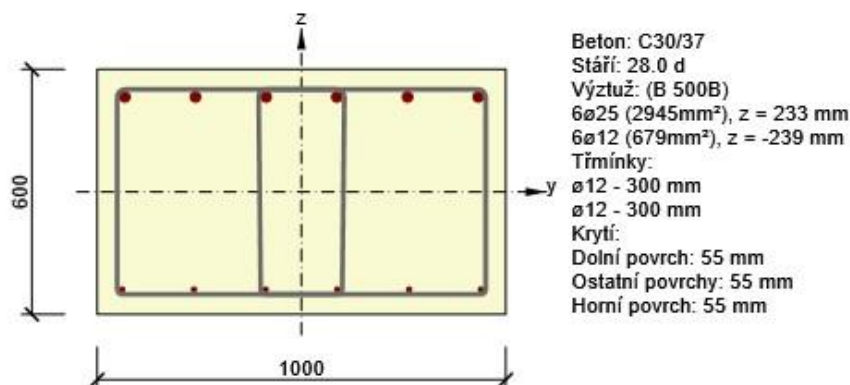
Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

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	-134.0	0.0	-237.0	0.0	-416.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-134.0	0.0	0.0	0.0	-321.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	-134.0	0.0	0.0	0.0	-287.0	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
Šířka trhliny	-134.0	-287.0	0.0			90.2	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	-134.0	-416.0	0.0			60.6	OK
Smyk	-134.0			237.0	0.0	82.9	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-134.0	-416.0	0.0	237.0	0.0	78.3	OK
Omezení napětí	-134.0	-287.0	0.0			70.7	OK
Šířka trhliny	-134.0	-287.0	0.0			90.2	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 odvodněné podmínky : standardní postup


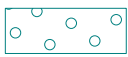
Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

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 F8, konzistence tvrdá $S_r > 0.8$		20.00	13.00	21.00	11.00	
2	Třída G3, středně ulehlá		38.50	0.00	21.00	11.00	

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

Parametry zemín

Třída F8, konzistence tvrdá $S_r > 0.8$ Objemová tíha : $\gamma = 21.00$ kN/m³Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 20.00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 13.00$ kPaModul přetvárnosti : $E_{de} = 13.00$ MPa

f

Poissonovo číslo : $\phi = 0.40$ Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.20$



Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sa} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
t

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 : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Založení**Typ základu: excentrická patka**

Hloubka od původního terénu $h = 1.50 \text{ m}$
z

Hloubka základové spáry $d = 1.50 \text{ m}$

Tloušťka základu $t = 0.75 \text{ m}$

Sklon upraveného terénu $s = 0.00^\circ$
1

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

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m^3

Geometrie konstrukce**Typ základu: excentrická patka**

Délka patky $x = 3.05 \text{ m}$

Šířka patky $y = 8.75 \text{ m}$

Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0.70 \text{ m}$

Šířka sloupu ve směru y $c_y = 8.75 \text{ m}$

Objem patky = 20.02 m^3

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru x = 2.10 m

Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru y = 4.38 m

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, středně ulehlá

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

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

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	-	Třída F8, konzistence tvrdá $S_r > 0.8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení nové změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	ANO	Kvazistala	Užitné	2445.00	0.00	1813.00	900.00	0.00
2	ANO	MSU	Návrhové	5415.00	0.00	2938.00	1800.00	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]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU	Ano	0.25	0.00	277.88	282.04	98.52	Ano
MSU	Ne	0.23	0.00	288.12	292.53	98.49	Ano

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Spočtená vlastní tíha patky $G = 500.39 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 308.44 \text{ kN}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_s = 3.62 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 9.55 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R = 282.04 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 277.88 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Zemní odpor: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Výpočtová velikost zemního odporu $S_p = 239.38 \text{ kN}$

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



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

Horizontální únosnost základu $R_d = 5190.03 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 1800.00 \text{ kN}$

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 $G = 500.39 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 308.44 \text{ kN}$

Sednutí středu hrany x - 1 $= 1.6 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany x - 2 $= 1.6 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany y - 1 $= 2.9 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany y - 2 $= 2.2 \text{ mm}$

Sednutí středu základu $= 4.9 \text{ mm}$

Sednutí charakterist. bodu $= 2.6 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 69.83 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=7.03$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0.30$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 4.9 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 4.59 \text{ m}$

Natočení ve směru x $= 0.219 \text{ (tan*1000)}$

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

5 Závěr

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

V Ústí nad Labem 03/2019

Ing. Igor Bálik

