

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

Chebská 282, 356 01 Sokolov

**SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 208 12 - 2 DLOUHÁ LOMNICE****STAVBA****MODERNIZACE MOSTŮ
V KARLOVARSKÉM KRAJI (4)
MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 208 12 - 2
DLOUHÁ LOMNICE**

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.cze-mail: info@sawconsulting.cz**VYPRACOVAL**

ING. LIBOR VYKOUKAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

JAROSLAV ZAVADIL, DiS.

TECHNICKÁ KONTROLA

ING. IGOR BÁLIK

INVESTOR**ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO****KSÚS KK****2020-054****DATUM****04/2021****STUPEŇ****DUSP/PDPS****MĚŘÍTKO****-****PŘÍLOHA****STATICKÝ VÝPOČET****Č. PŘÍLOHY****11****PARÉ**



Obsah

1 Identifikační údaje	3
2 Základní údaje o mostu.....	3
2.1 Technický popis konstrukce	5
2.2 Výpočetní model	5
2.3 Výpočetní pomůcky	5
2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury.....	5
2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu	5
3 Grafické přílohy statického výpočtu.....	6
3.1 Půdorys.....	6
3.2 Podélný řez.....	7
3.3 Příčný řez.....	7
4 Výpočet.....	8
4.1 Konstrukce.....	8
4.1.1 Schéma konstrukce	8
4.1.2 Předpokládaný postup výstavby	9
4.2 Materiály	9
4.2.1 Beton	9
4.2.2 Betonářská výztuž	9
4.3 Zatížení	9
4.3.1 Zatížení stálé	9
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	9
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	9
<u>Zemní tlak</u>	10
4.3.2 Pokles podpěr.....	10
4.3.3 Zatížení proměnné	10
<u>Zatížení dopravou</u>	10
Model zatížení 1 (LM1)	10
Model zatížení 2 (LM2)	10
Model zatížení 3 (LM3)	11
Brzdné a rozjezdové síly	11
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	11
4.3.4 Kombinace zatížení	13
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	13
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	13
4.4 Nosná konstrukce	13
4.4.1 Postup výstavby	13
4.4.2 Vnitřní síly	15
4.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti.....	22
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	22
<u>Mezní stav omezení trhlin</u>	22
<u>Mezní stav omezení průhybů</u>	22
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



5 Závěr	33
6 Schéma výztuže	34



1 Identifikační údaje

Stavba	Modernizace mostů v Karlovarském kraji (4)
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Modernizace mostu ev.č. 208 12 – 2 Dlouhá Lomnice
<i>Kraj</i>	kraj Karlovarský
<i>Obec</i>	Bochov – část Dlouhá Lomnice (okres Karlovy Vary)
<i>Katastrální území</i>	626422 Dlouhá Lomnice (okres Karlovy Vary)
<i>Investor</i>	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace Chebská 282 356 01 Sokolov
<i>Uvažovaný správce objektu</i>	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace Chebská 282 356 01 Sokolov
<i>Projektant objektu</i>	S.A.W. Consulting s r. o. středisko Ústí nad Labem Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí nad Labem Jaroslav Zavadil, DiS. tel. 607 930 191
<i>Pozemní komunikace</i>	Silnice III/20812
<i>Staničení na komunikaci</i>	km 1,834
<i>Druh přemostované překážky</i>	Lomnický potok
<i>Úhel křížení</i>	90,00°
<i>Požadovaný průjezdný profil</i>	6,5 m

2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:

- | | |
|------|--|
| 4.1 | silniční most |
| 4.2 | most přes pozemní komunikaci |
| 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 | most s ohybově tuhou nosnou konstrukcí |
| 4.14 | rámový most, polorám |
| 4.15 | s neomezenou volnou výškou |
| 4.16 | - |



<i>Charakteristika mostu</i>	Silniční most na silnici III/208 12 v obce Dlouhé Lomnici Most je trvalý, kolmý, v přímé, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	9,0 m
<i>Délka mostu</i>	13,2 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	10,2 m
<i>Rozpětí polí</i>	9,6 m kolmo
<i>Šikmost mostu</i>	kolmý, 90°
<i>Volná šířka mostu</i>	9,0 m
<i>Šířka mezi zábradlím</i>	9,0 m
<i>Šířka mostu</i>	9,6 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	9,0 m
<i>Výška mostu</i>	2,91 m
<i>Volná výška na mostě</i>	Je dána výškou nadzemního vedení křižující komunikace
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	$10,2 \times 9,0 = 91,8 \text{ m}^2$ 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 9,6 m. Most je kolmý. Příčný řez tvoří deska proměnné výšky 0,425 až 0,50 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,6 m. Založení rámu je hlubinné na mikropilotách 108/16.

2.2 Výpočetní model

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový prutový 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

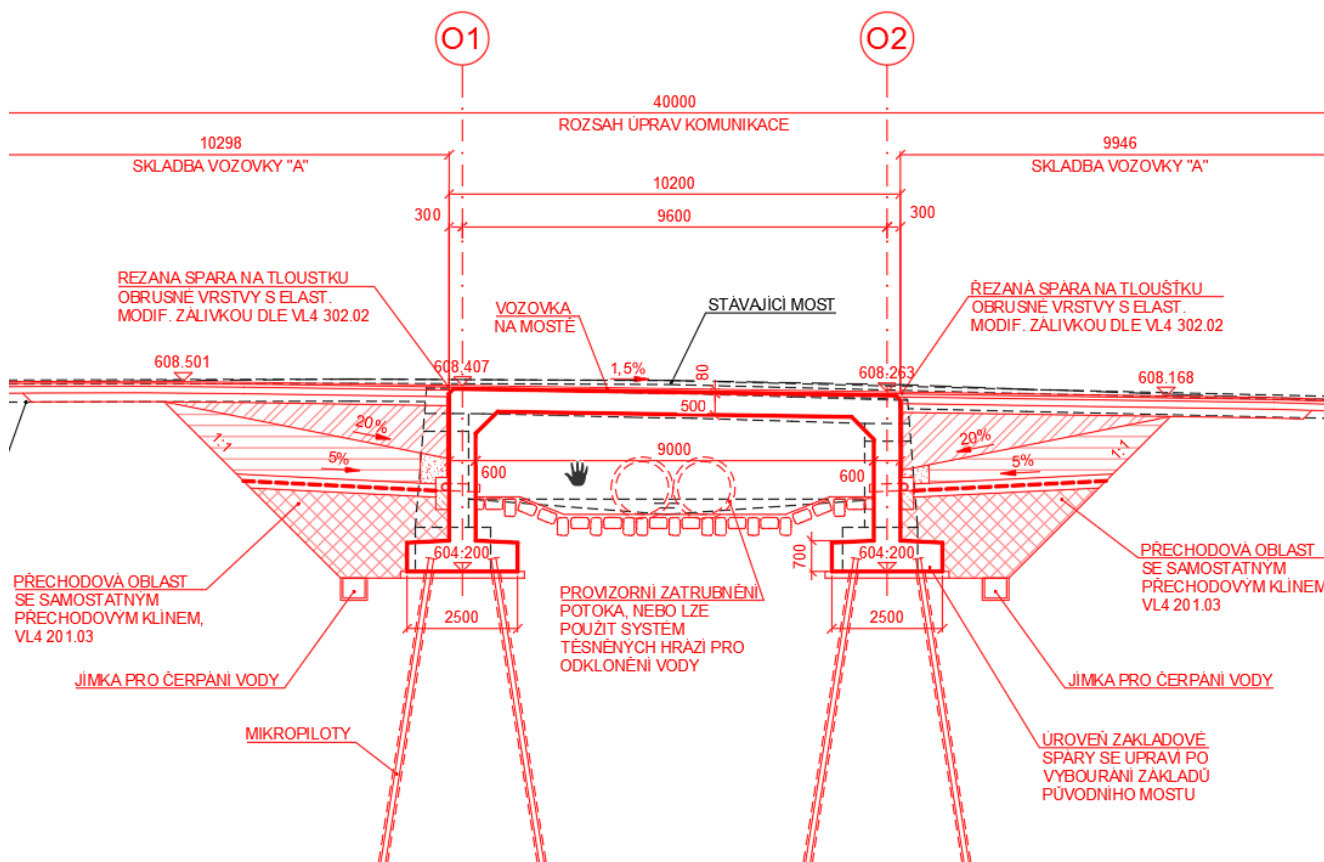
- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [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, NIBOSAN s.r.o., leden 2021

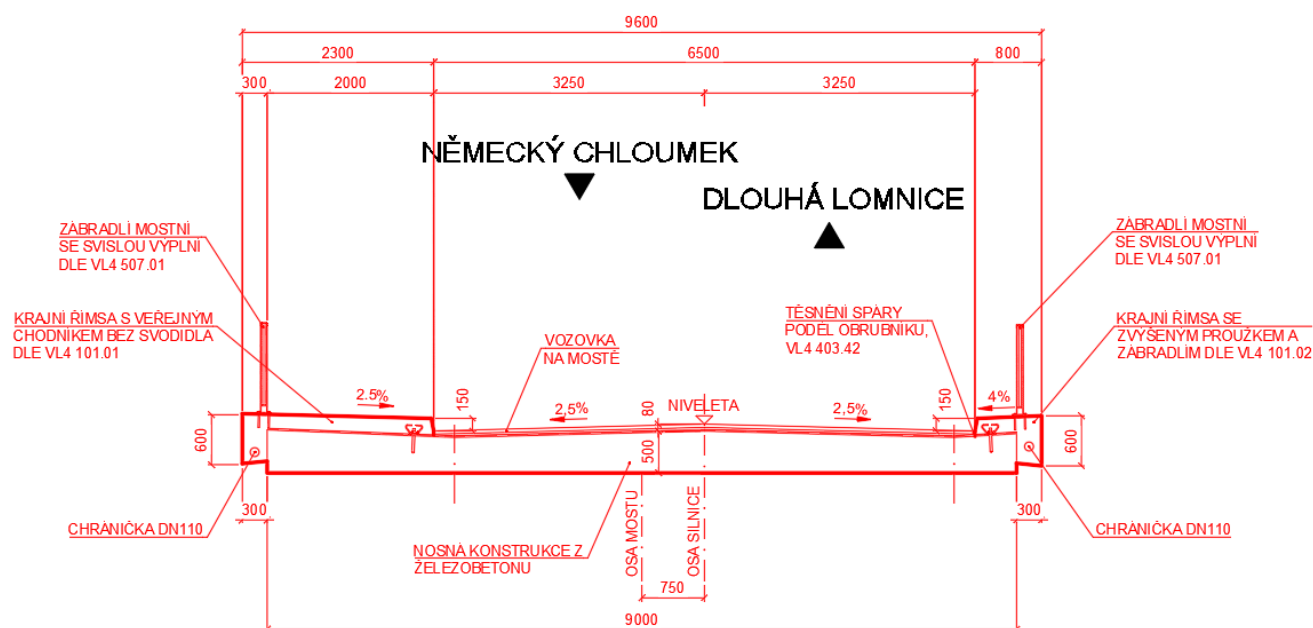
Strana 6/34

3.2 Podélný řez



3.3 Příčný řez

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ M1:50

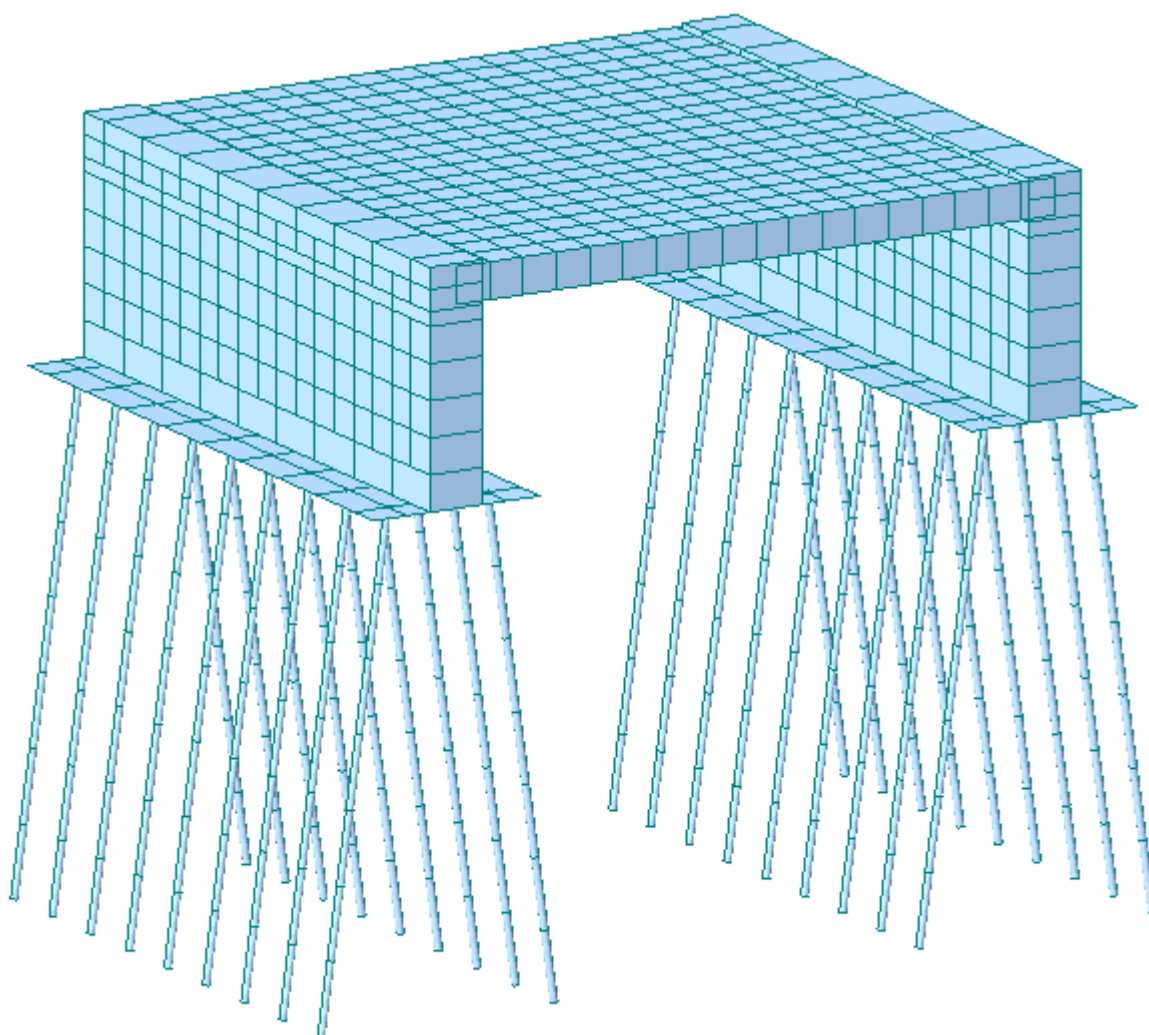


4 Výpočet

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.

- | | |
|--------------------------------|--|
| • levá železobetonová římsa | $0,5 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 12,5 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • konstrukce vozovky tl. 85 mm | $0,085 \text{ m} \cdot 6,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 14,5 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • pravá železobetonová římsa | $0,3 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 7,5 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • 2 x zábradlí | $2 \cdot 1,0 \text{ kNm}^{-1} = 2 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • Celkem | $36,5 \text{ kNm}^{-1}$ |

Zemní tlakZásyp, $\phi=30^\circ$

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

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

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

$$\sigma_2 = 4,5 * k_0 * \gamma = 45 \text{ kNm-3}$$

4.3.2 Pokles podpěr

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 5 mm.

4.3.3 Zatížení proměnnéZatížení dopravouNa mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly) $w = 6,5 \text{ m}$.=> Vozovka je rozdělena na 3 pruhy: $w_i = 3,0 \text{ m}$, zbývající plocha šířky $0,5 \text{ m}$.*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 pro lokální ověření. Neuplatní se.

*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.

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

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)

$$13,8^{\circ}\text{C} - 0,45 \text{ m}$$

$$3,4^{\circ}\text{C} - 0,315 \text{ m}$$

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

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,135 \text{ m}$$

$$1,6^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$$



Ochlazení (měřeno zdola)

-5,6°C – 0,45 m

-1,8°C – 0,36 m

0,0°C – 0,25 m

0,0°C – 0,20 m

-1,0°C – 0,09 m

-3,8°C – 0,0 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 – 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

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 5,71 / 18,87 = 605 \text{ mm}$$

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



vlhkost = 70%

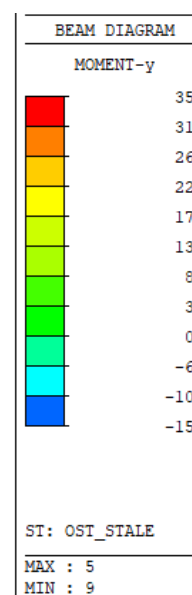
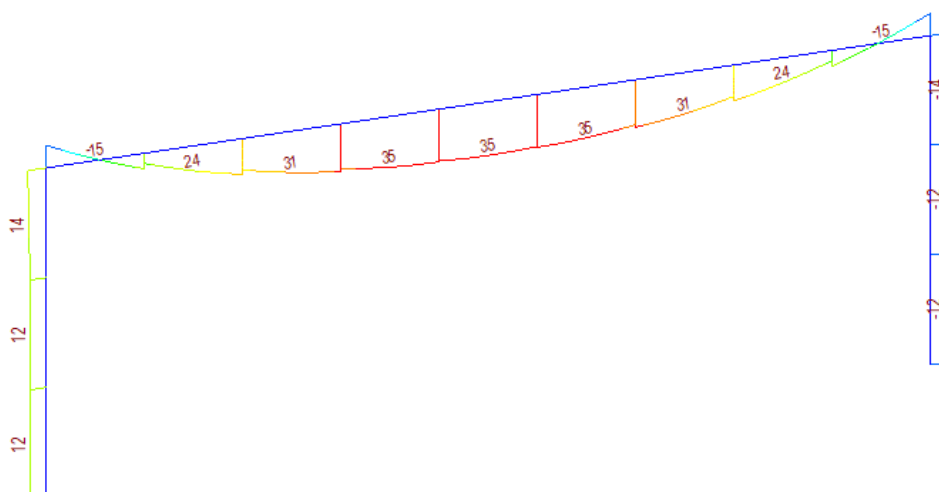
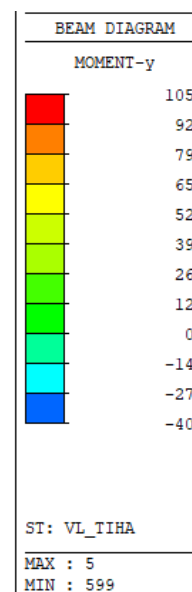
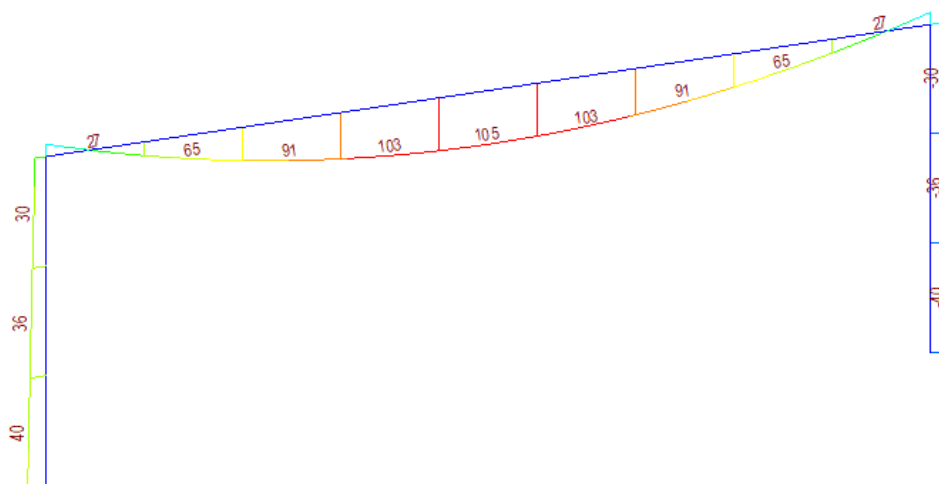
$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

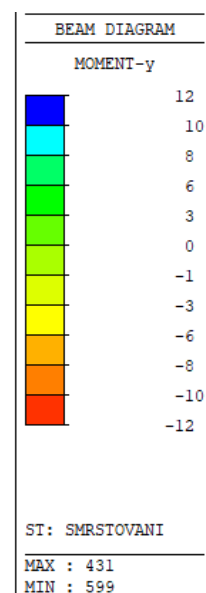
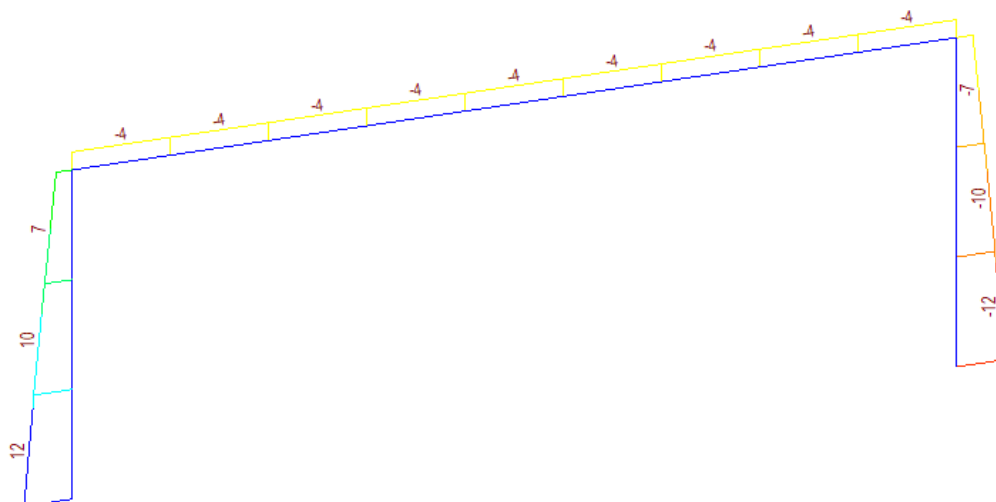
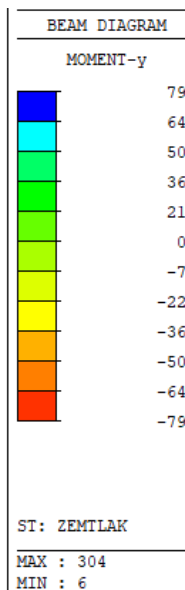
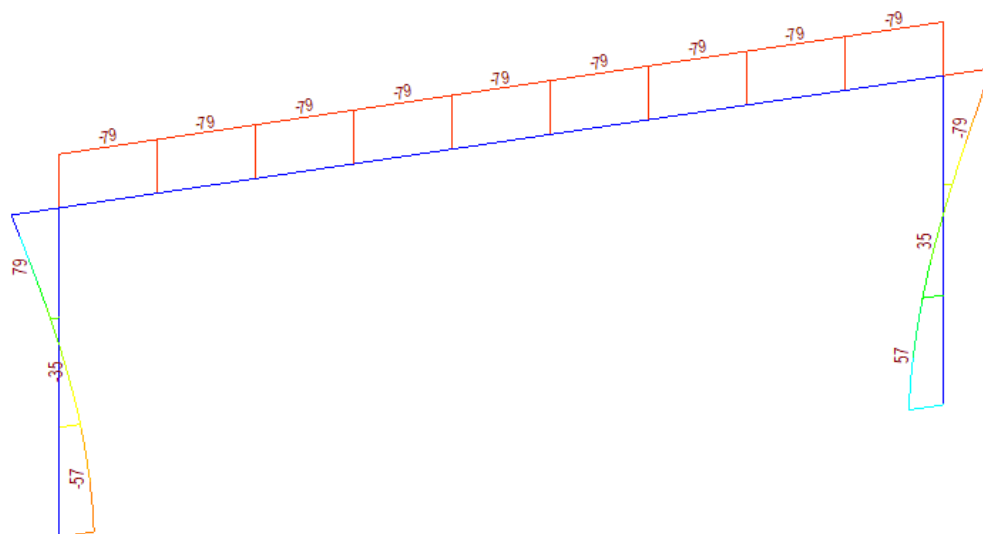
Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, $\phi = 2.14$

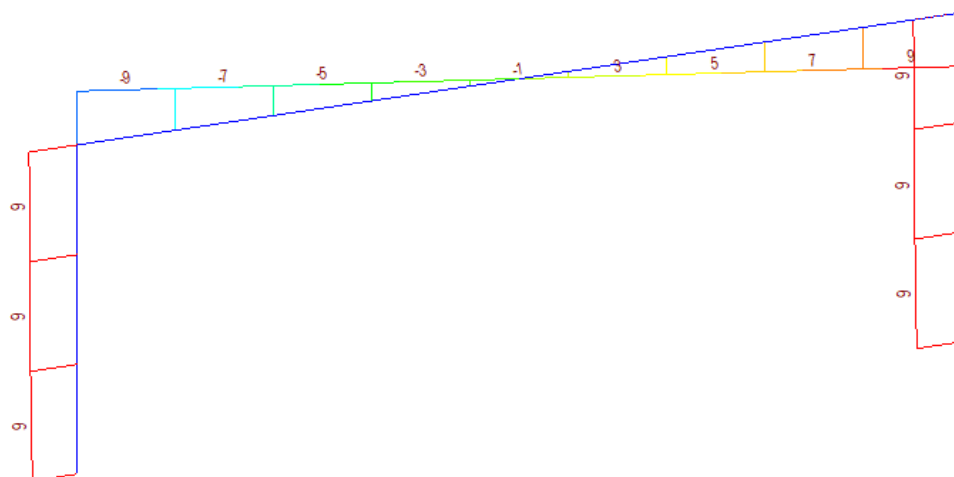
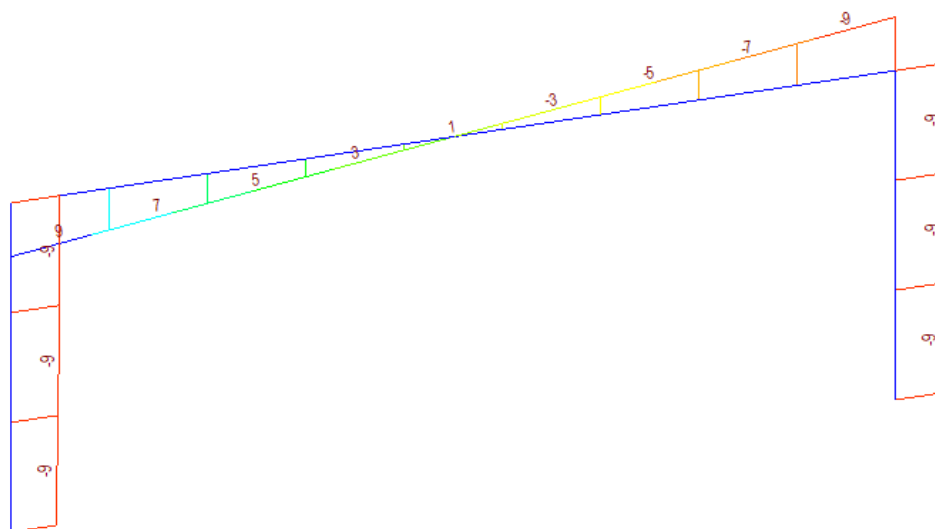
Smrštění pro interval 0-36500, $\epsilon_{sh} = 0.00030$

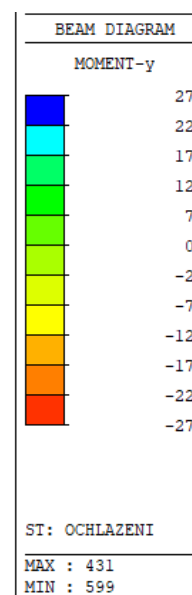
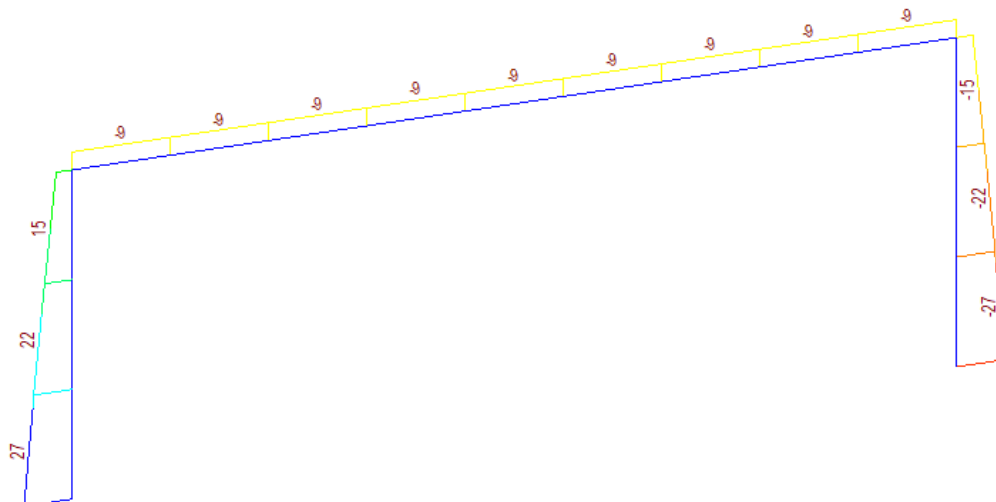
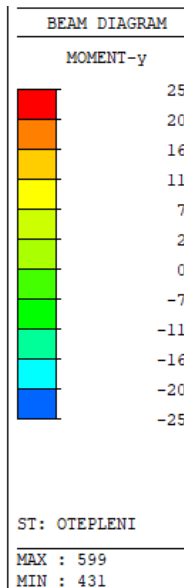
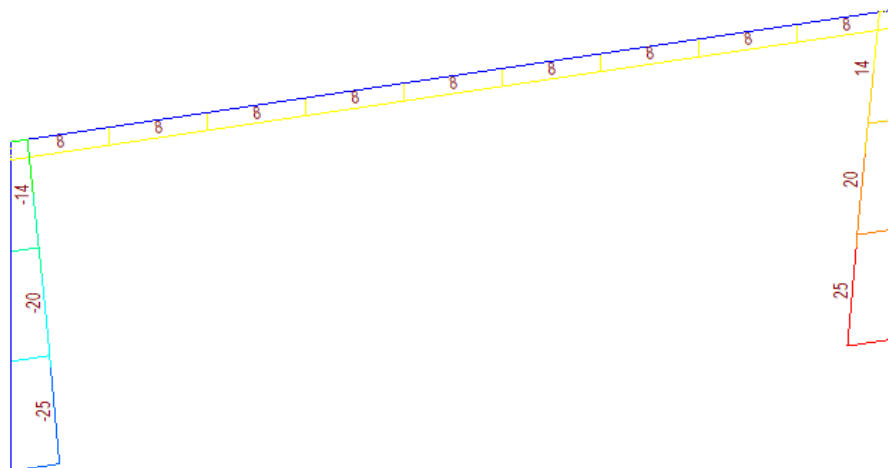
4.4.2 Vnitřní síly

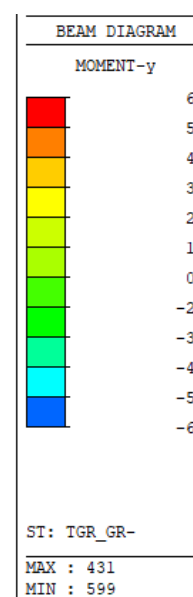
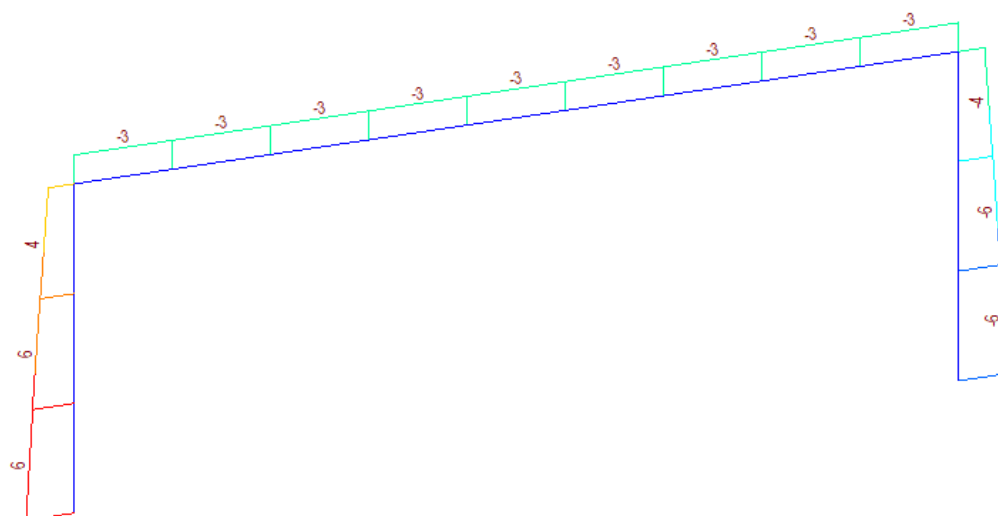
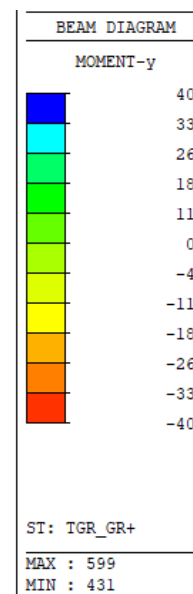
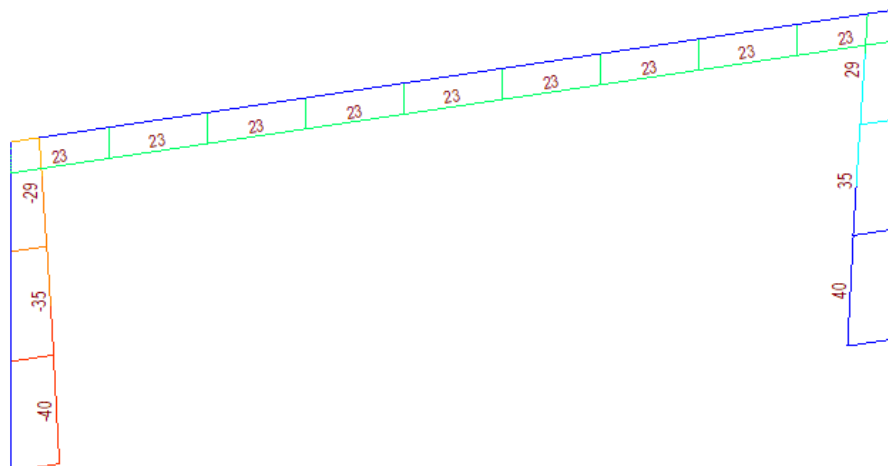
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace.

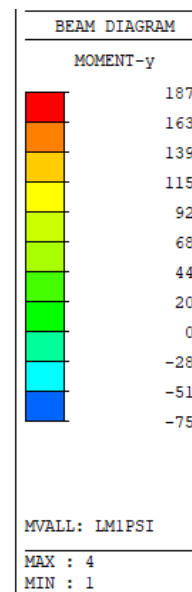
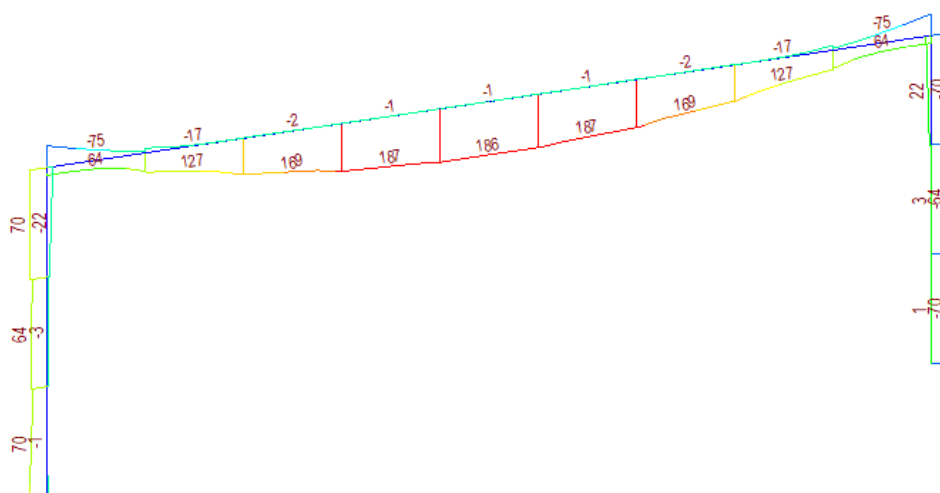
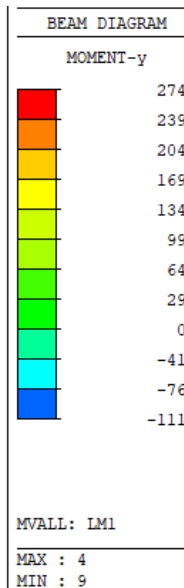
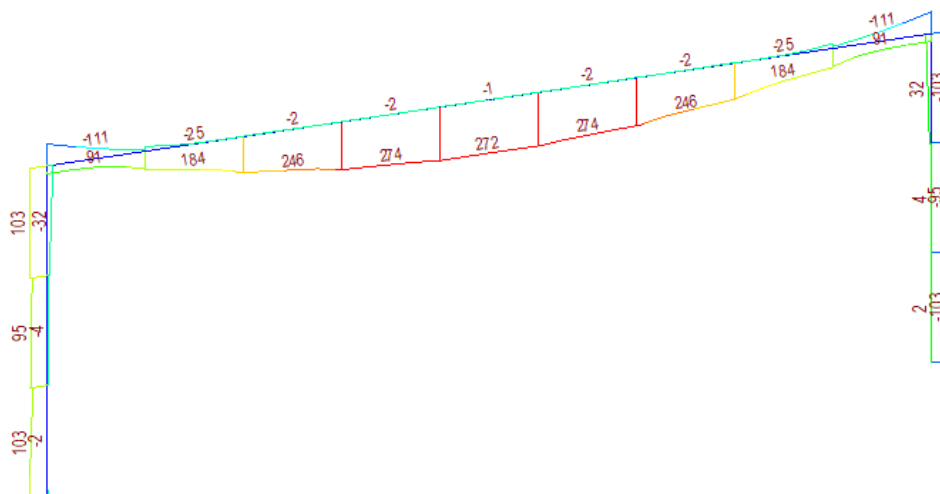


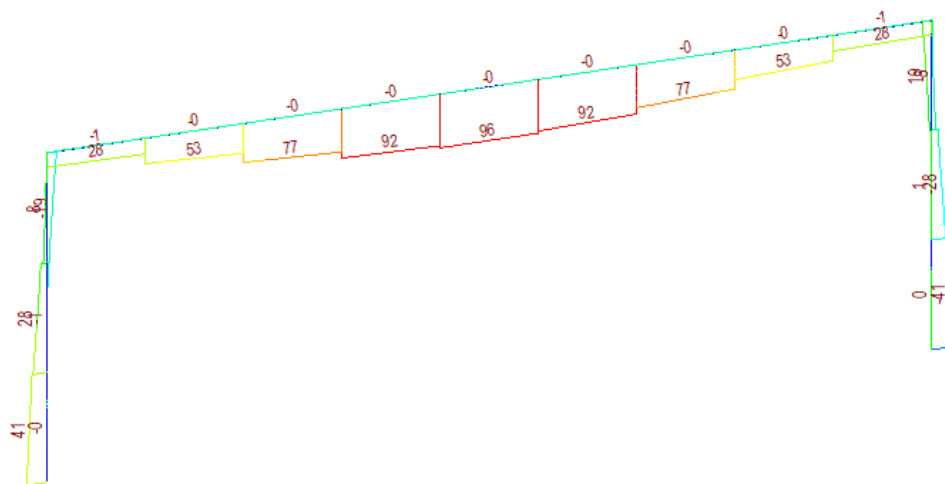












BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	96
	83
	71
	59
	46
	34
	21
	9
	0
	-16
	-29
	-41
MVALL: LM3	
MAX : 5	
MIN : 599	

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

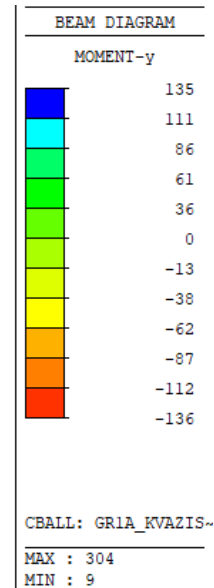
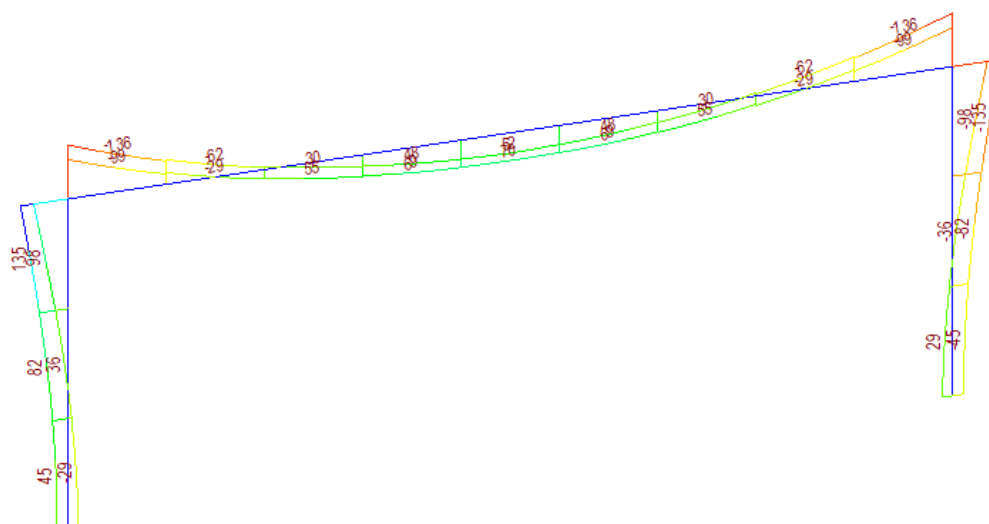
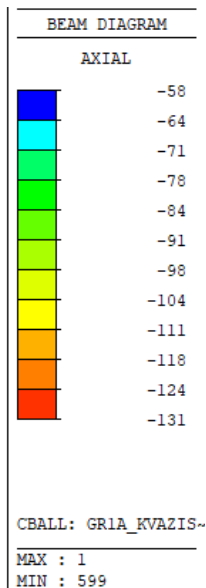
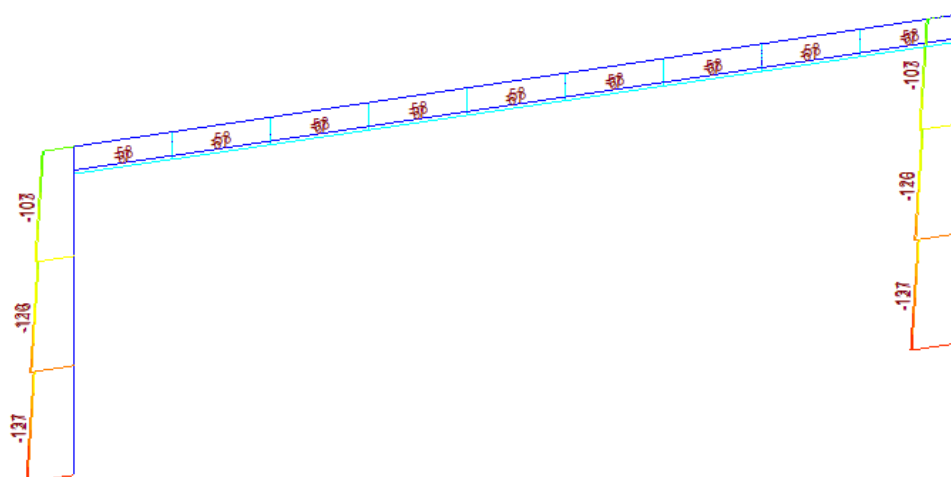
V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních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

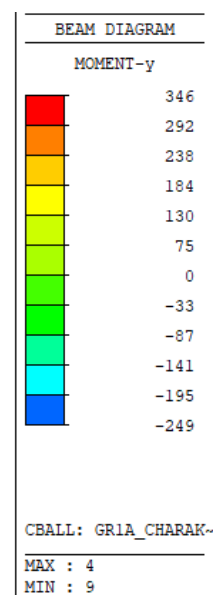
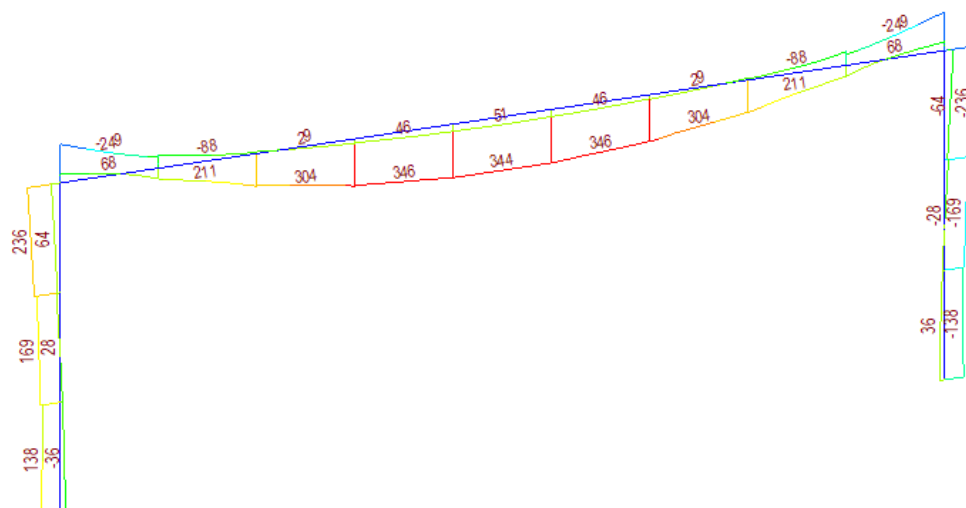
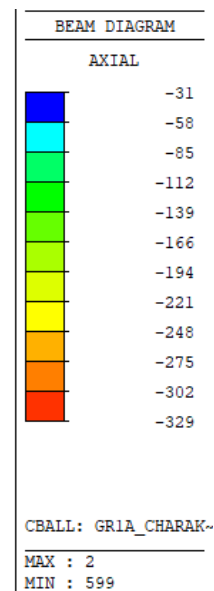
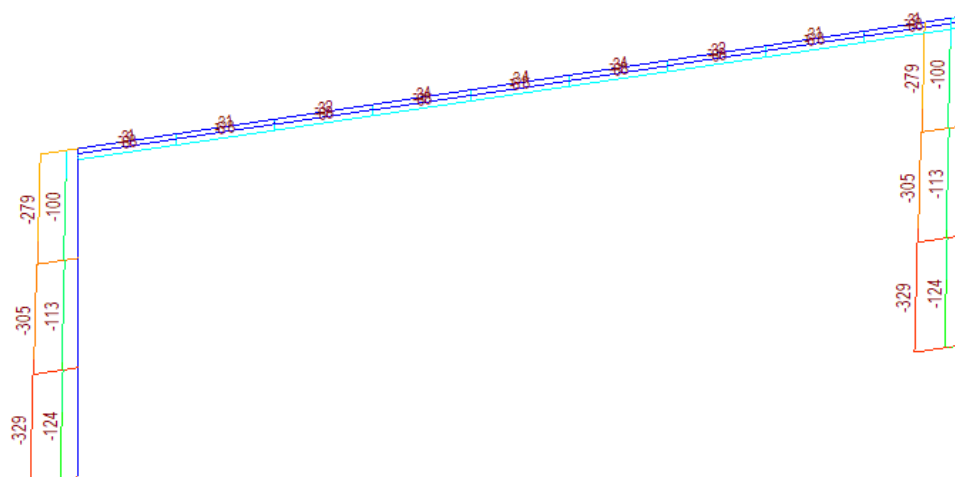
$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 3 \text{ mm} < \delta_{lim} = 9000/600 = 15 \text{ mm}$$

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.

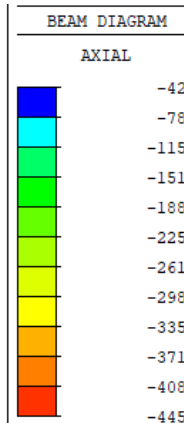
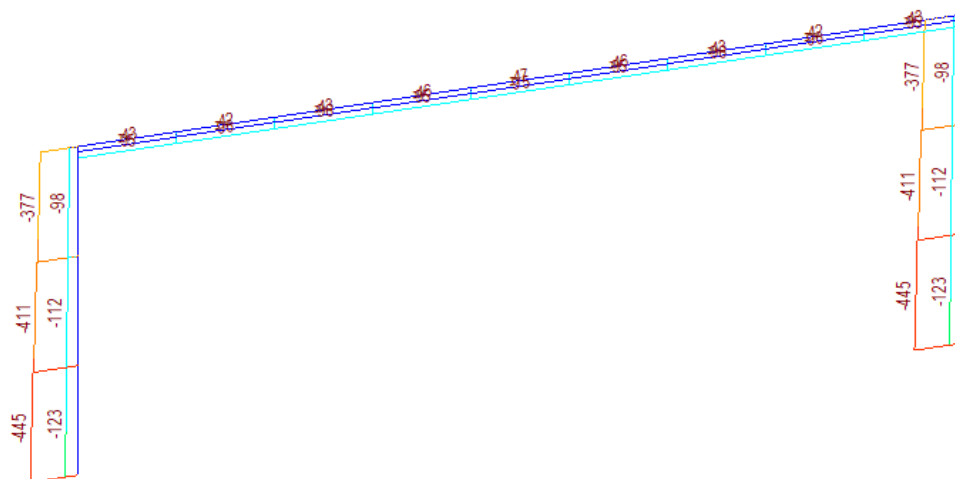
Ohyb a normálová síla

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

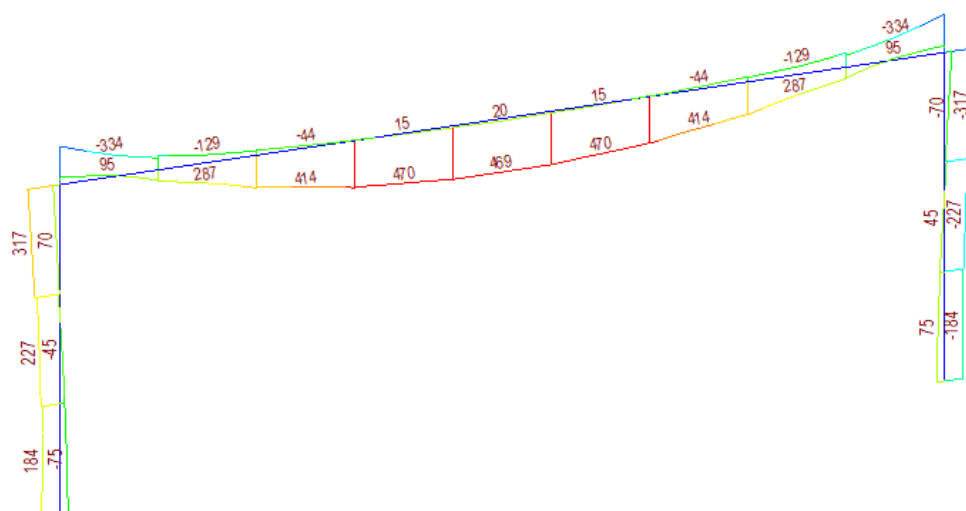


Vnitřní síly od kombinace MSÚ



CBALL: MSU_OBAL

MAX : 2
MIN : 599



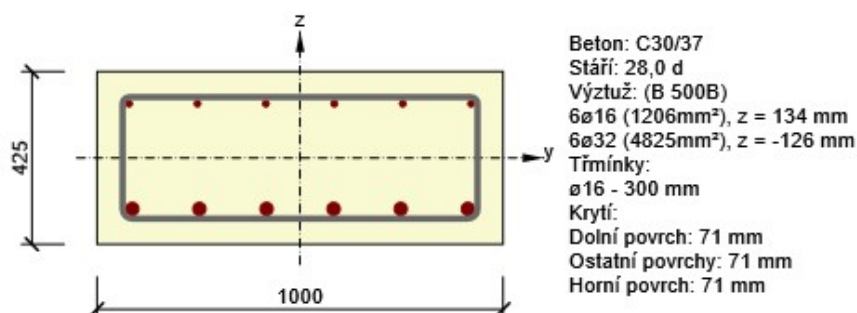
4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

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

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	-157,0	0,0	469,0	0,0
Celkové	Charakteristická	0,0	0,0	0,0	0,0	345,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	0,0	0,0	0,0	0,0	71,0	0,0

1.1.1.2 Souhrn

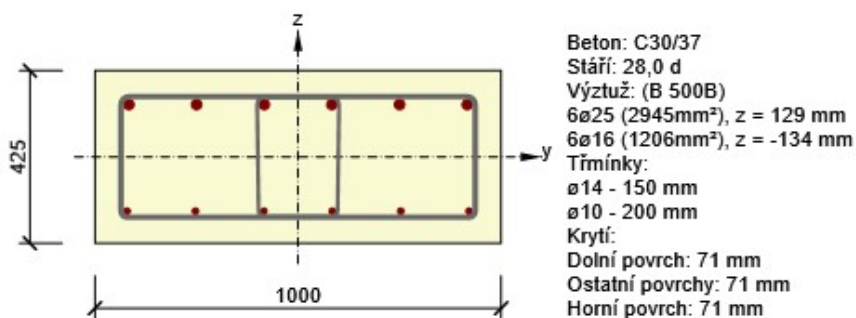
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	469,0	0,0	157,0	0,0	85,7	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	469,0	0,0			79,1	OK
Smyk	0,0			157,0	0,0	62,5	OK
Interakce	0,0	469,0	0,0	157,0	0,0	85,7	OK
Omezení napětí	0,0	345,0	0,0			74,2	OK
Šířka trhliny	0,0	71,0	0,0			17,2	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

1.1 Řez Ramovy roh max

1.1.1 Extrém S 5 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Ramovy roh MAX



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	-327,0	0,0	-339,0	0,0
Celkové	Charakteristická	0,0	0,0	0,0	0,0	-249,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	0,0	0,0	0,0	0,0	-137,0	0,0

1.1.1.2 Souhrn

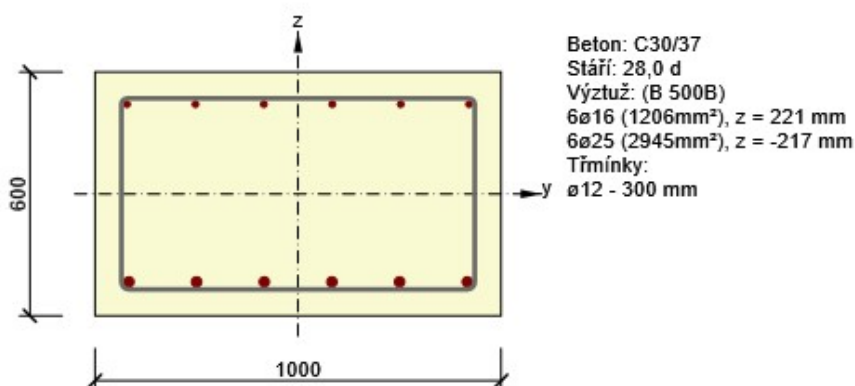
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0,0	-339,0	0,0	327,0	0,0	100,0	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0,0	-339,0	0,0			86,9	OK
Smyk	0,0			327,0	0,0	98,0	OK
Interakce	0,0	-339,0	0,0	327,0	0,0	100,0	OK
Omezení napětí	0,0	-249,0	0,0			72,4	OK
Šířka trhliny	0,0	-137,0	0,0			74,1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

1.1 Řez Stena

1.1.1 Extrém S 3 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Vetknuti do základu



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	192,0	0,0	236,0	0,0
Celkové	Charakteristická	0,0	0,0	0,0	0,0	220,0	0,0
Celkové	Kvazistálá	0,0	0,0	0,0	0,0	216,0	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	0,0	216,0	0,0			79,7	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	236,0	0,0			38,4	OK
Smyk	0,0			192,0	0,0	74,1	OK
Interakce	0,0	236,0	0,0	192,0	0,0	74,1	OK
Omezení napětí	0,0	220,0	0,0			41,0	OK
Šířka trhliny	0,0	216,0	0,0			79,7	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

4.4.6 Návrh a posouzení založení

Výpočet Mikropiloty

Vstupní data

Nastavení

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1.25 [-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1.40 [-]
Součinitel redukce kritické síly :	$\gamma_{mf} =$	1.00 [-]
Součinitel spolehlivosti cementové směsi :	$\gamma_{sc} =$	1.50 [-]
Součinitel spolehlivosti oceli :	$\gamma_{ss} =$	1.50 [-]
Součinitel redukce únosnosti kořene :	$\gamma_r =$	1.50 [-]

Parametry zemin

Třída S5

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 27.00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 8.00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_s = 18.50 \text{ kN/m}^3$
at

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 29.00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5.00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_s = 18.50 \text{ kN/m}^3$
at

Třída G4

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 32.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4.00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
at

Třída G1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 41.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_s = 21.00 \text{ kN/m}^3$
at

Geometrie

Průměr = 108.0 mm

Tloušťka stěny = 12.0 mm

Statický výpočet

Volná délka mikropiloty $l = 2.00 \text{ m}$
 Délka kořene $l_r = 5.00 \text{ m}$
 Průměr kořene $d_r = 0.20 \text{ m}$
 Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0.00^\circ$
 Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0.00 \text{ m}$

Materiál konstrukce:





Zalivka

Normová pevnost v tlaku $= 20.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E = 29000.00 \text{ MPa}$
 b

Ocel

Normová pevnost oceli $= 355.00 \text{ MPa}$
 Modul pružnosti $E_s = 210000.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.50	Třída S5	
2	1.50	Třída S4	
3	1.00	Třída G4	
4	-	Třída G1, ulehlá	

Zatížení

Číslo	Síla nová	změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	ANO		Zatížení č. 2	354.00	10.00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0.00 m od původního terénu.

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu - výpočet číslo 1

Ve výpočtu uvažován vliv koroze

Požadovaná životnost $t = 100 \text{ [rok]}$

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 5.00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1.28$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 2.34 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 1517.12 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{ma} = 354.00 \text{ kN}$
x

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Modernizace mostu ev.č. 208 12 – 2 Dlouhá Lomnice

Plocha ideálního průřezu $A_i = 3.98E+03 \text{ mm}^2$
Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 4.00E+06 \text{ mm}^4$
Štíhlost prutu $\square = 73.754$
Součinitel vzpěrnosti $\square = 0.725$
Úroveň neutrální osy $= -40.5 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 200.42 \text{ MPa}$ Výpočtová pevnost oceli $= 236.67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0.85$

Plášťové tření na kořeni

Číslo	Pořadnice [m]	Tření [kPa]
1	0.00	50.00
2	1.00	50.00
3	2.00	150.00
4	2.00	400.00
5	5.00	350.00

Celková únosnost kořene mikropiloty $= 680.94 \text{ kN}$ Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $Q_{rd} = 453.96 \text{ kN}$ Maximální normálová síla $N_{ma} = 354.00 \text{ kN}$
x

Únosnost kořene VYHOVUJE

5 Závěr

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

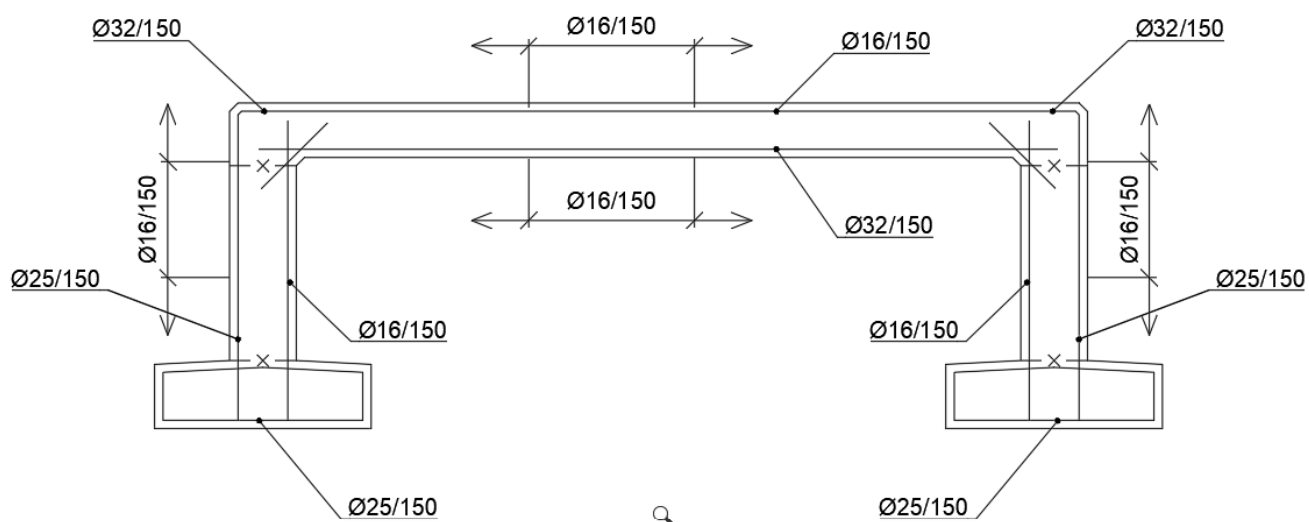
V Ústí nad Labem 04/2021

Ing. Libor Vykoukal

6 Schéma výztuže

Schéma betonářské výztuže nosné konstrukce

PODÉLNÝ ŘEZ



PŘÍČNÝ ŘEZ

