

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

Chebská 282, 356 01 Sokolov

**SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 219 4 - 7 NOVÉ HAMRY****STAVBA****MODERNIZACE MOSTŮ
V KARLOVARSKÉM KRAJI (4)
MODERNIZACE MOSTU EV.Č. 219 4 - 7
NOVÉ HAMRY**

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****01/2021****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	8
4.2 Materiály	8
4.2.1 Beton	8
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>	9
4.3.2 Pokles podpěr.....	9
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)	10
Brzdné a rozjezdové síly	11
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	11
4.3.4 Kombinace zatížení	12
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	12
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	12
4.4 Nosná konstrukce	12
4.4.1 Postup výstavby	12
4.4.2 Vnitřní síly	14
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	26
4.4.6 Návrh a posouzení založení	30

<u>Základ rámu</u>	30
4.4.7 Posouzení zdí.....	34
5 Závěr	39
6 Schéma výztuže	40



1 Identifikační údaje

Stavba	Modernizace mostů v Karlovarském kraji (4)
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Modernizace mostu ev.č. 219 4 – 7 Nové Hamry
Kraj	kraj Karlovarský
Obec	Nové Hamry (okres Karlovy Vary)
Katastrální území	Nové Hamry (okres Karlovy Vary); 706167
Investor	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace Chebská 282 356 01 Sokolov
Uvažovaný správce objektu	Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace Chebská 282 356 01 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/219 4
Pozemní komunikace	Silnice III/219 4
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 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	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/219 4 v blízkosti obce Nové Hamry Most je trvalý, šikmý, v přímé, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	10,0 m
<i>Délka mostu</i>	19,9 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	11,6 m
<i>Rozpětí polí</i>	9,35 m kolmo, 10,8 m šikmo
<i>Šikmost mostu</i>	pravá, 60°
<i>Volná šířka mostu</i>	6,5 m
<i>Šířka mezi zábradlím</i>	6,5 m
<i>Šířka mostu</i>	8,1 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	7,5 m
<i>Výška mostu</i>	3,6 m
<i>Volná výška na mostě</i>	Neomezená
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	8,1 x 11,6 = 93,96 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 má jedno pole s rozpětím 9,35 m. Most je šikmý. Příčný řez tvoří deska konstantní výšky 0,60 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,7m. 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

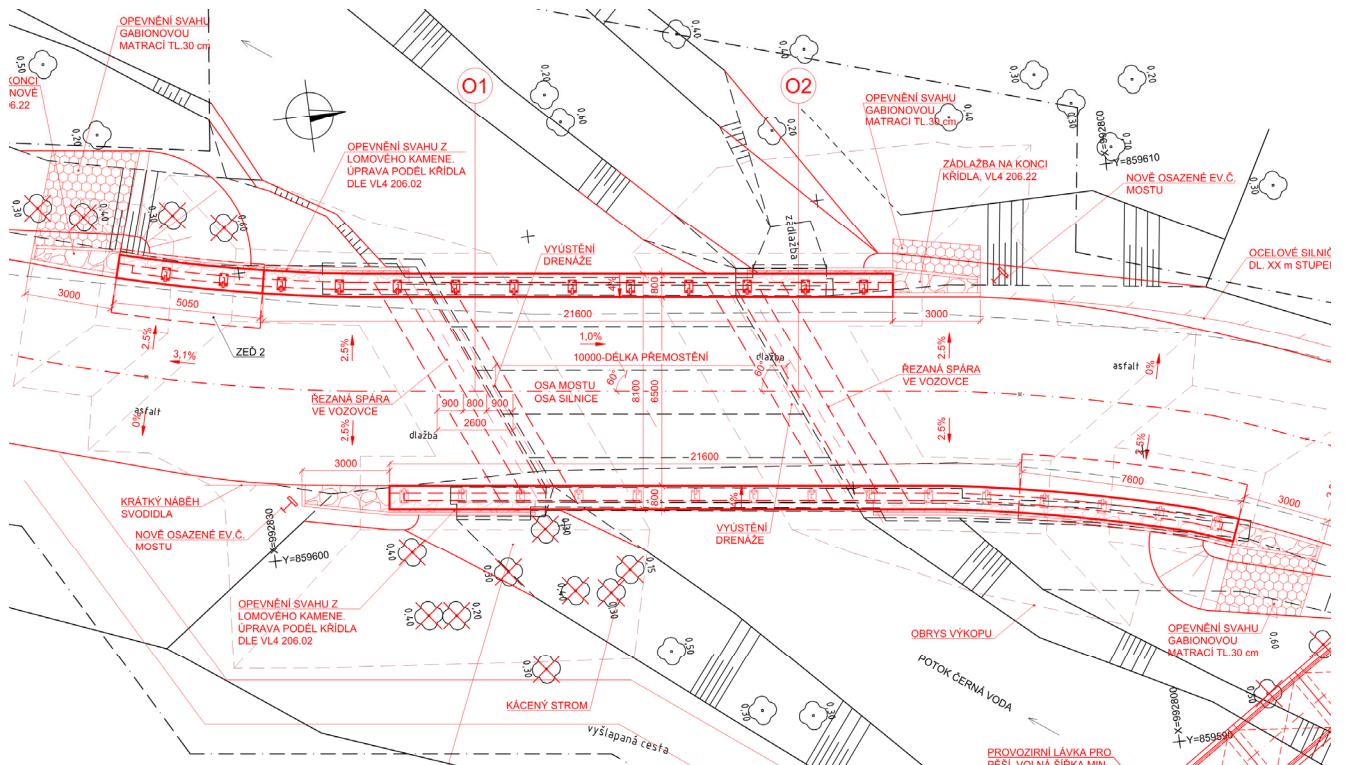
- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem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

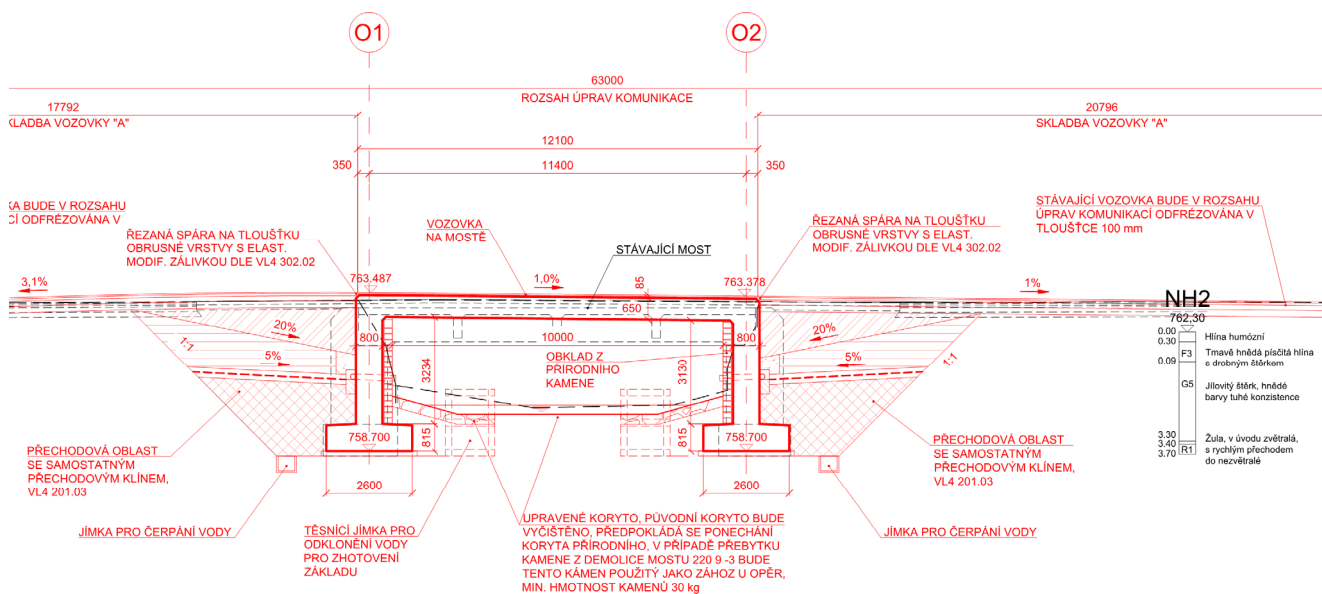
- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DSP/PDPS, S.A.W. CONSULTING s.r.o.
- (2) Inženýrskogeologický průzkum, NIBOSAN s.r.o., leden 2021

3 Grafické přílohy statického výpočtu

3.1 Pūdorys

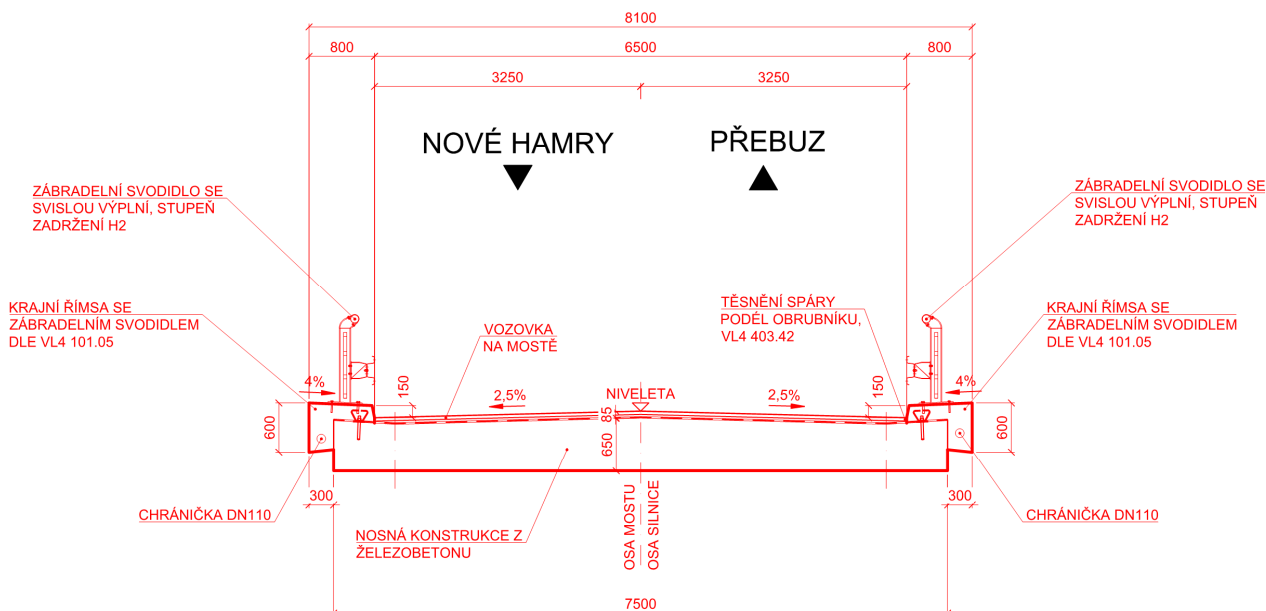


3.2 Podélný řez



3.3 Příčný řez

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ M1:50

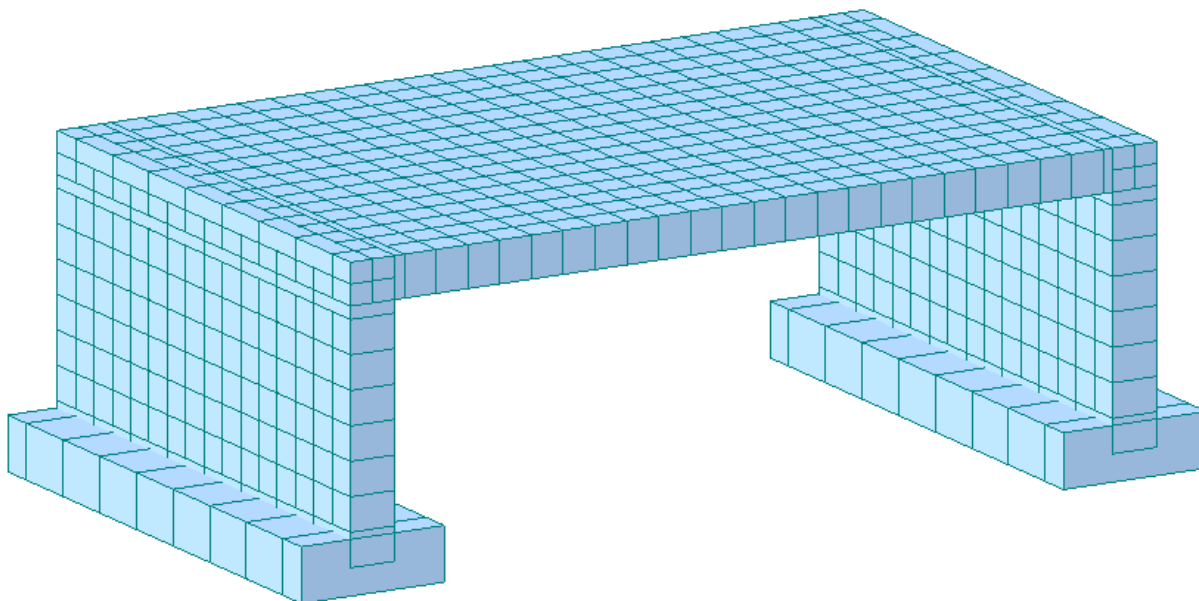


4 Výpočet

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 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:	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Dílní 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 | $0,3 \text{ m}^2 * 25 \text{ kNm}^3 = 7,5 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • konstrukce vozovky tl. 90 mm | $0,09 \text{ m} * 6,5 \text{ m} * 25 \text{ kNm}^{-3} = 14,7 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • pravá železobetonová římsa | $0,3 \text{ m}^2 * 25 \text{ kNm}^3 = 7,5 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • 2 x svodidlo | $2 * 2,0 \text{ kNm}^{-1} = 4 \text{ kNm}^{-1}$ |
| • Celkem | $33,7 \text{ kNm}^{-1}$ |

Zemní tlak

Zásyp, $\phi=30^\circ$

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

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

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

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

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 3 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 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 $0,45 \times 9,0$ kN/m² ~ 4 kN/m².

Model zatížení 2 (LM2)

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

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	$n = 6 \times 150$ kN, $e = 1,50$ 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 (≤ 70 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:

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

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

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

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$$14,0^{\circ}\text{C} - 0,60 \text{ m}$$

$$3,2^{\circ}\text{C} - 0,5 \text{ m}$$

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

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

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

Ochlazení (měřeno zdola)

$$-6,9^{\circ}\text{C} - 0,60 \text{ m}$$

$$-1,9^{\circ}\text{C} - 0,52 \text{ m}$$

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

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

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

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

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje se.

**4.3.4 Kombinace zatížení**Mezní stavy únosnosti

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

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

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

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

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

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

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

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

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

Mezní stavy použitelnosti

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

a) Charakteristická kombinace

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

b) kvazistálá kombinace

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

4.4 Nosná konstrukce**4.4.1 Postup výstavby**

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

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

Výpočet smršťování a dotvarování je provedený programem MIDAS Civil.

Náhradní rozměr průřezu

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

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

vlhkost = 70%

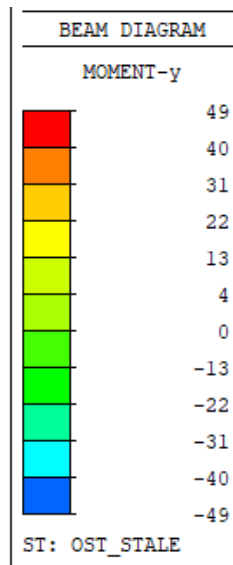
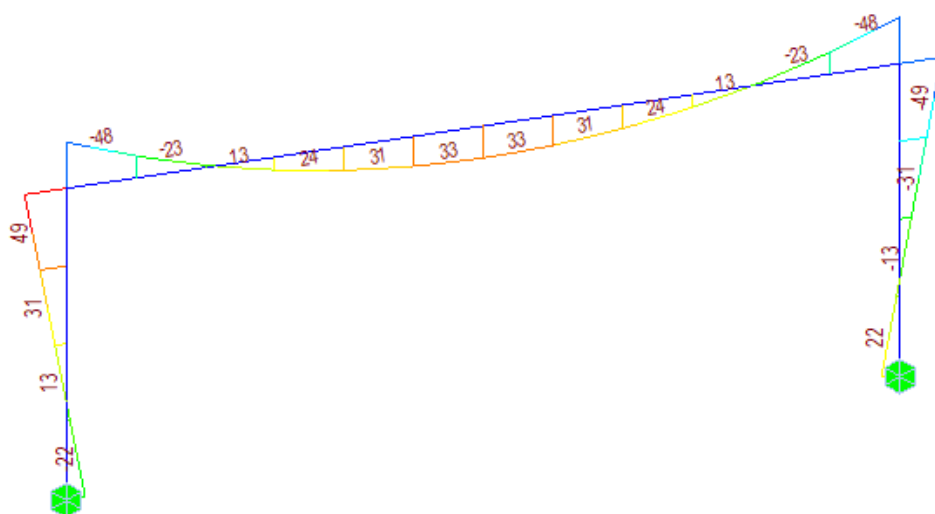
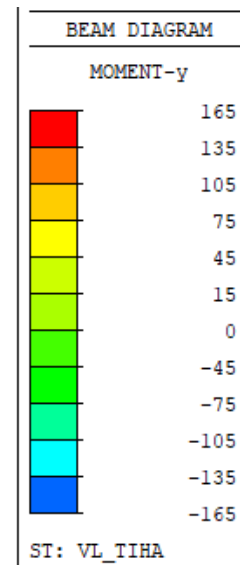
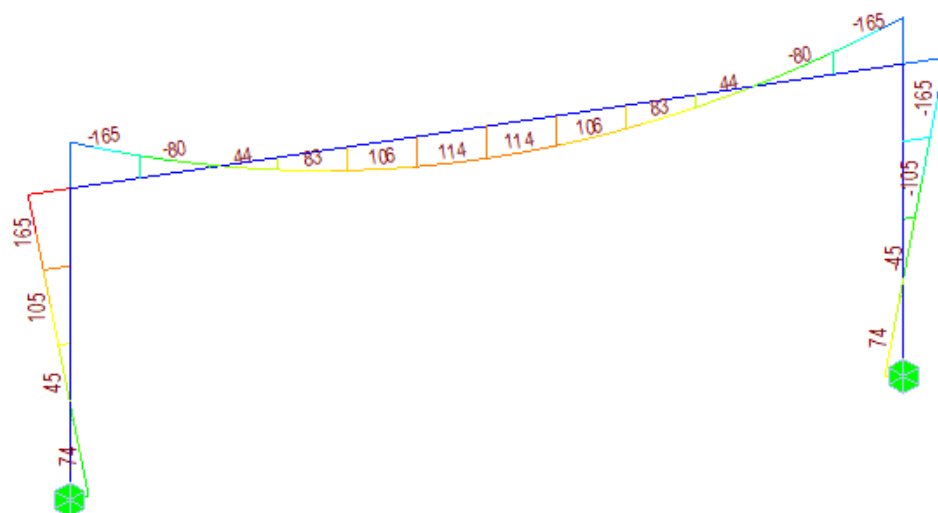
$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

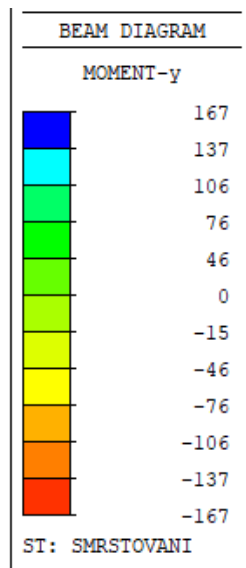
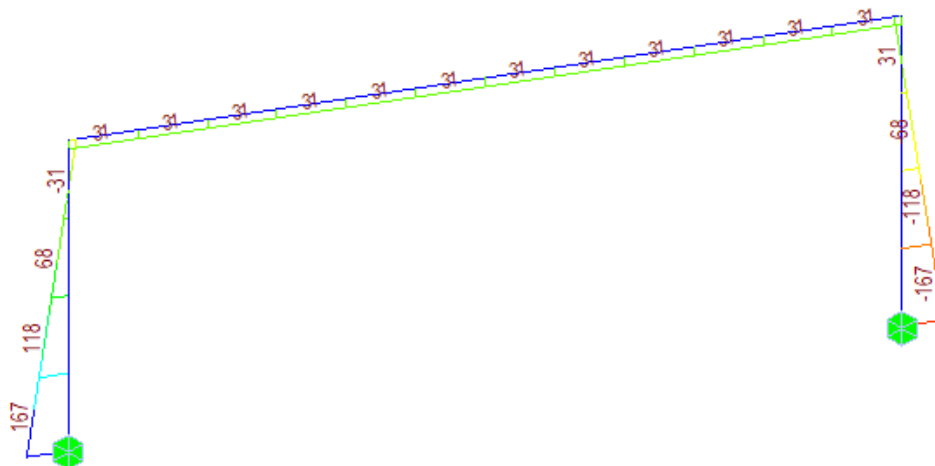
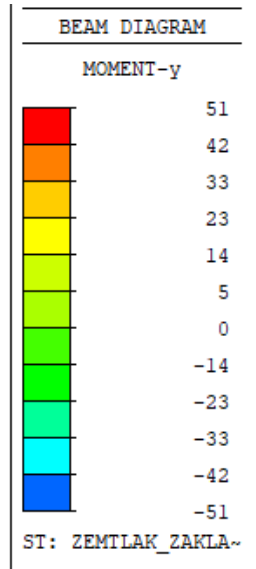
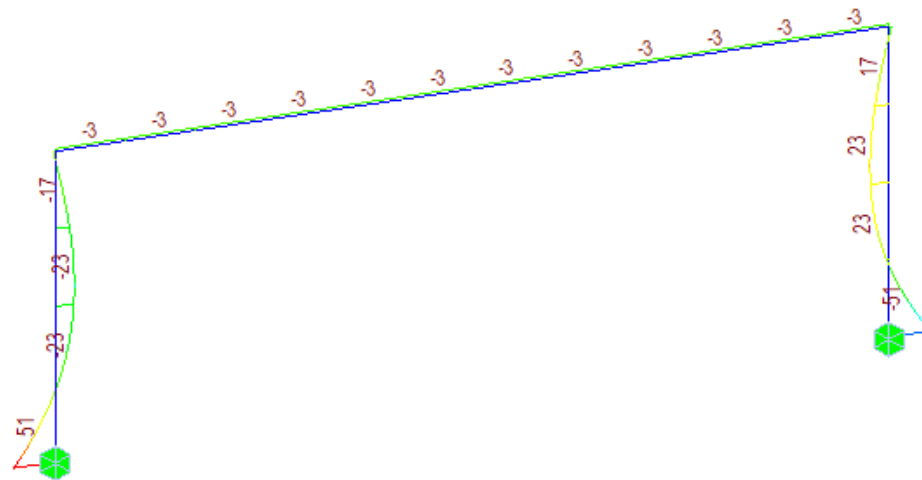
Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, $\phi = 2.14$

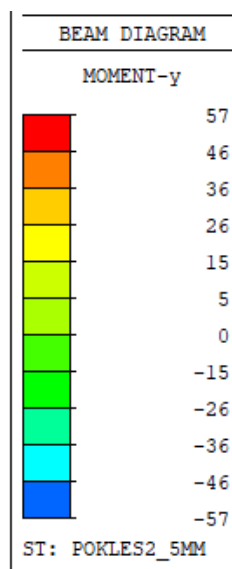
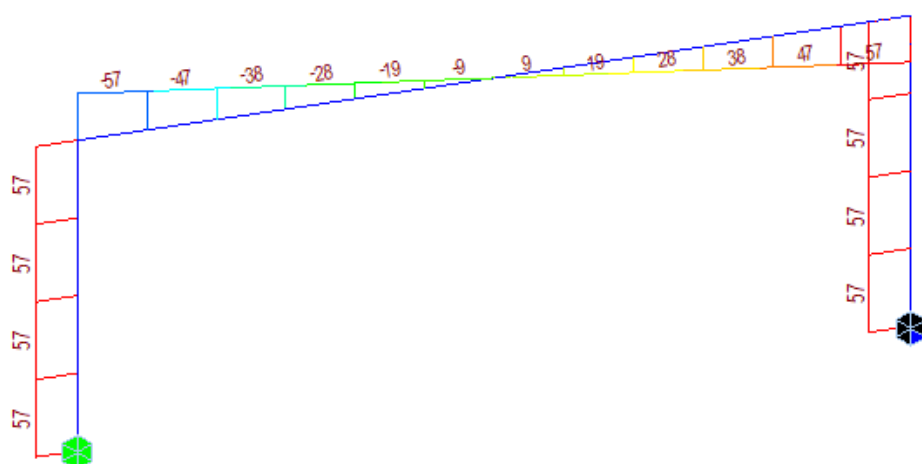
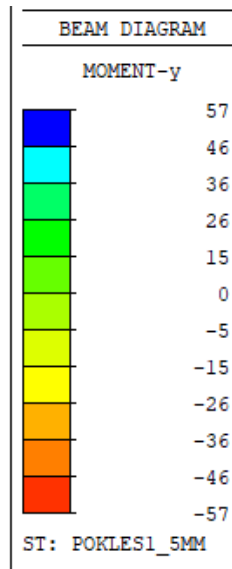
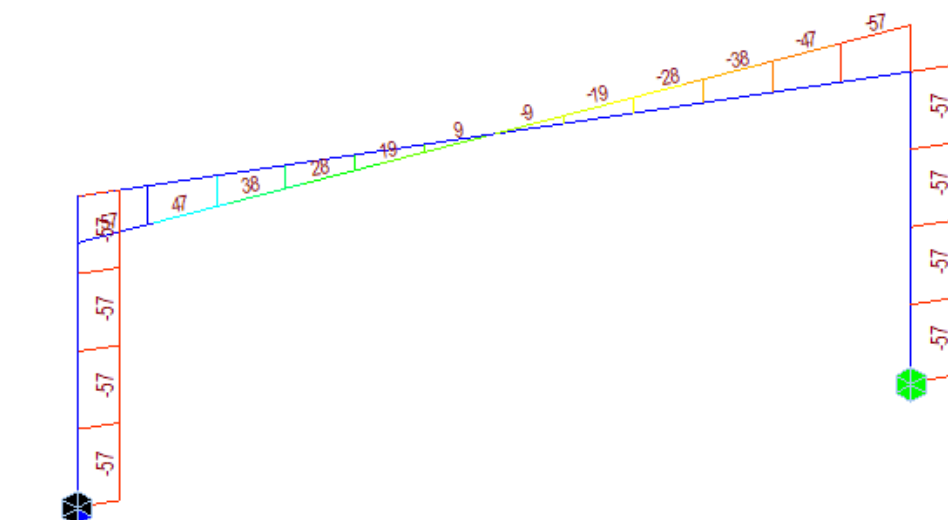
Smrštění pro interval 0-36500, $\epsilon_{sh} = 0.000355$

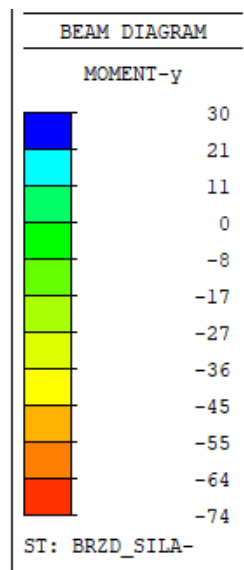
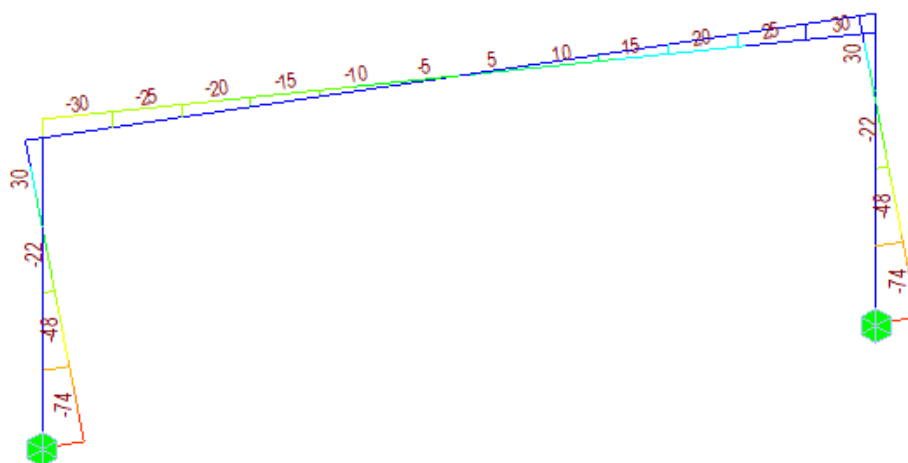
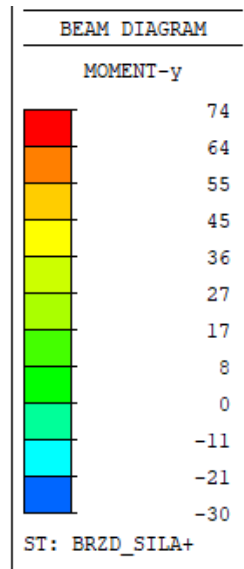
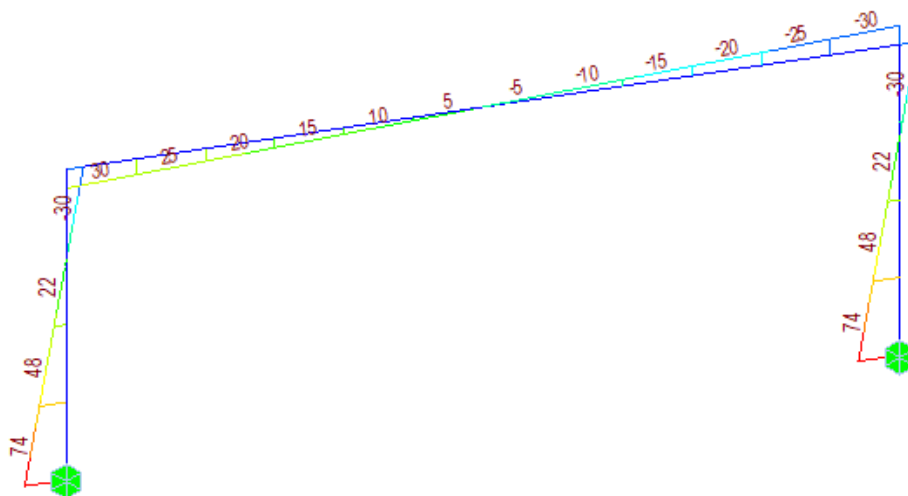
4.4.2 Vnitřní síly

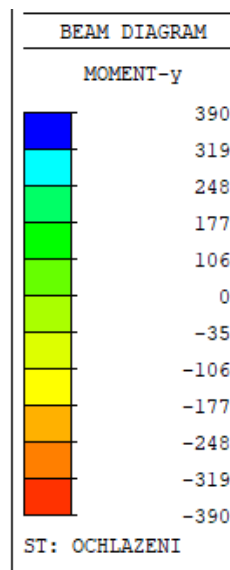
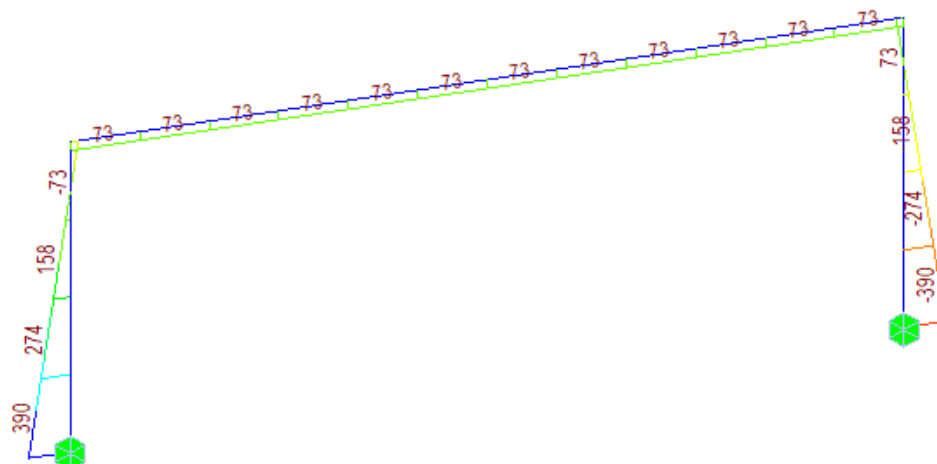
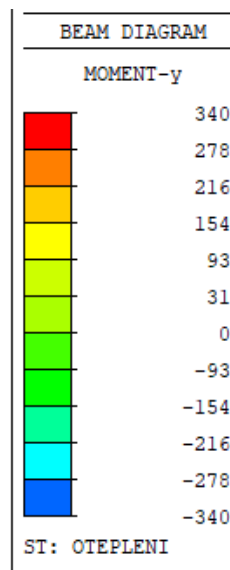
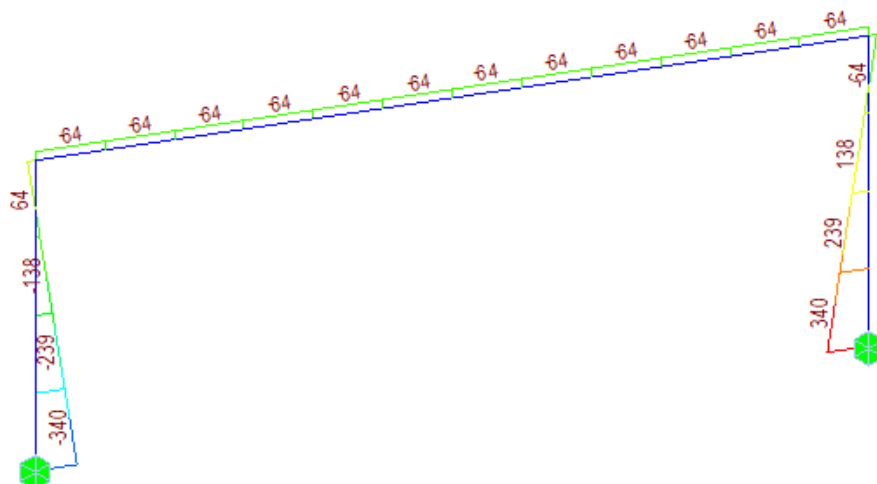
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace.

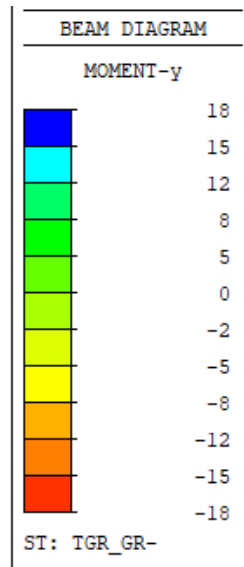
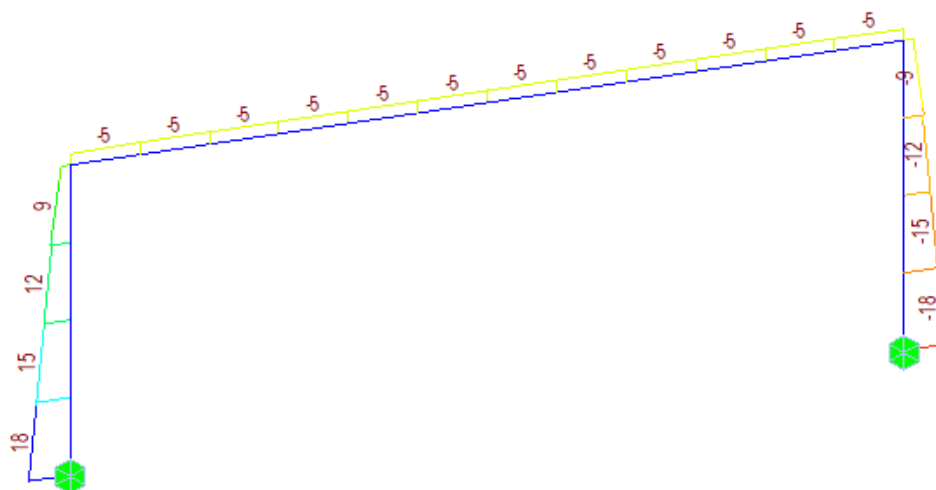
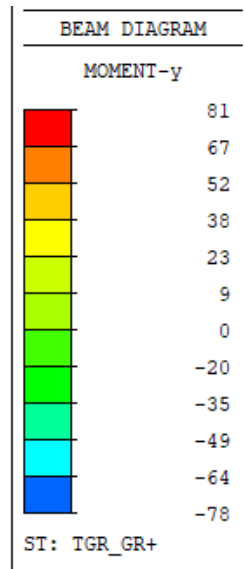
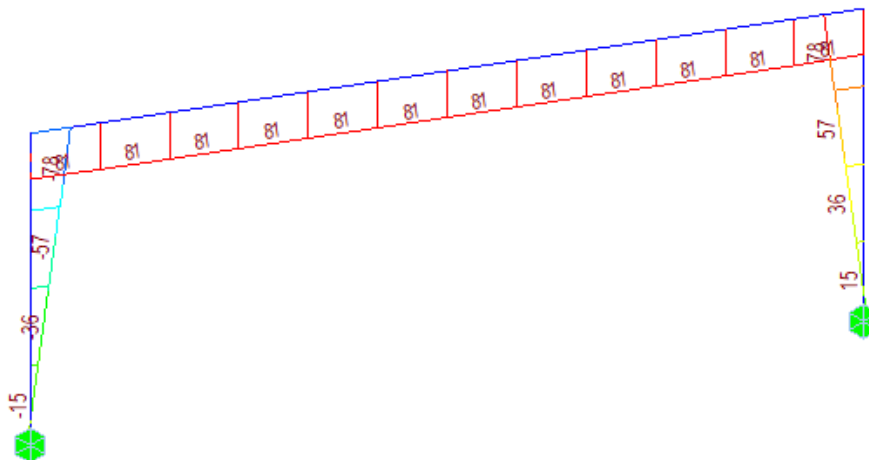


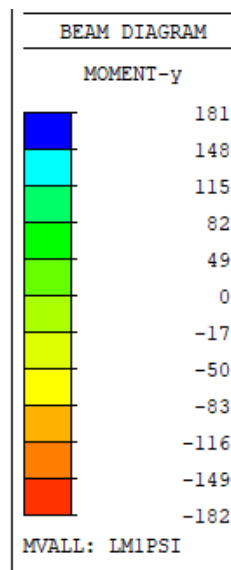
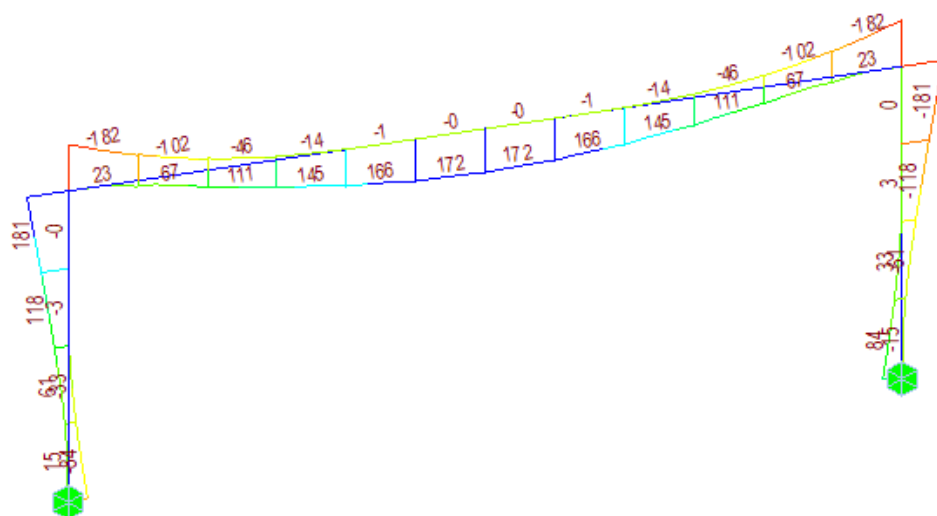
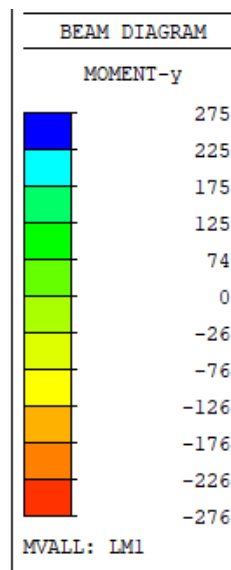
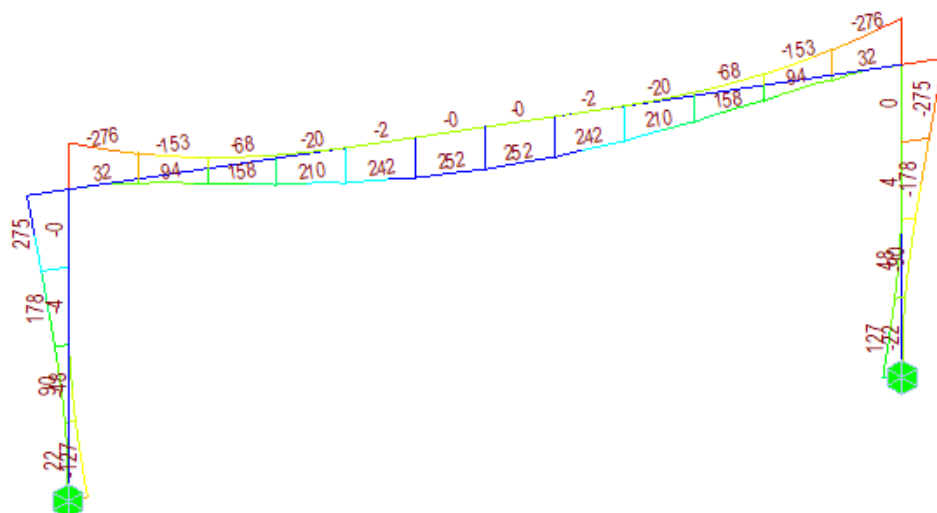


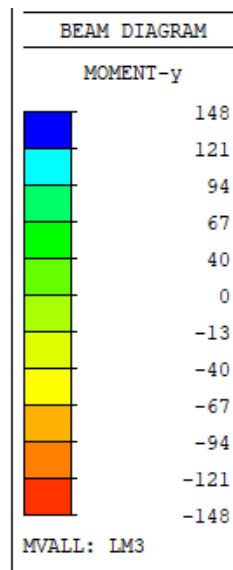
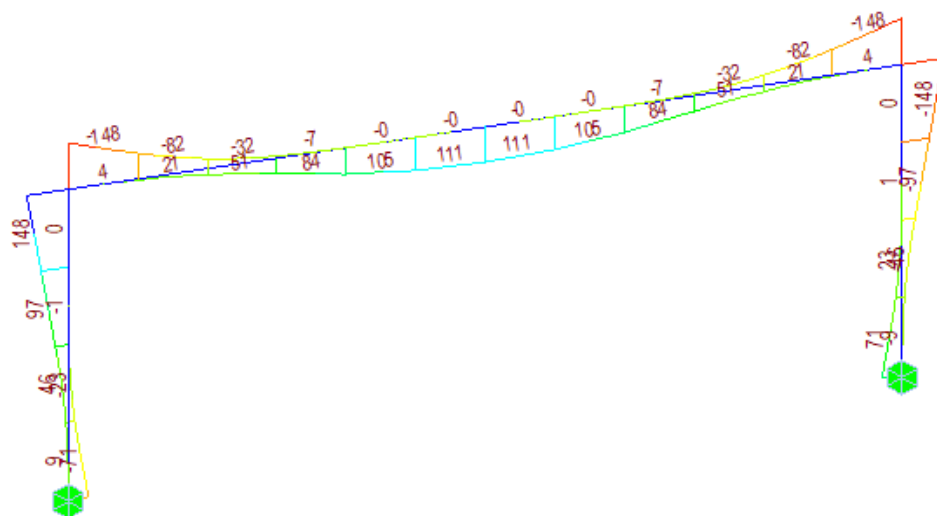












4.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

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

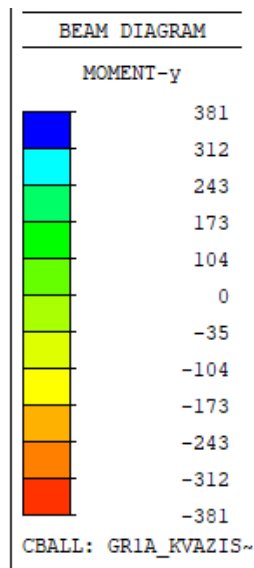
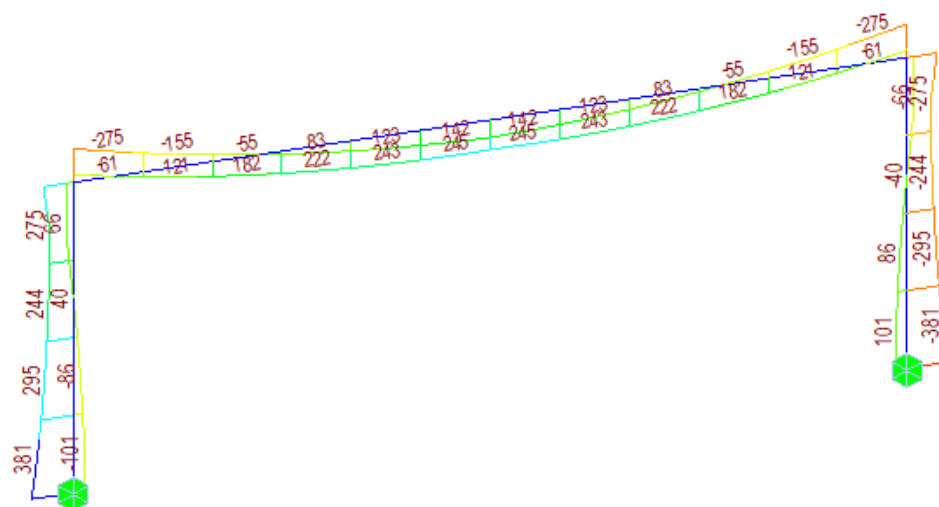
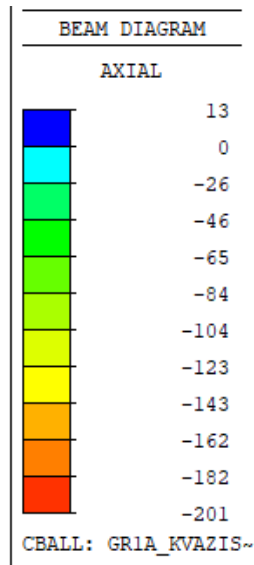
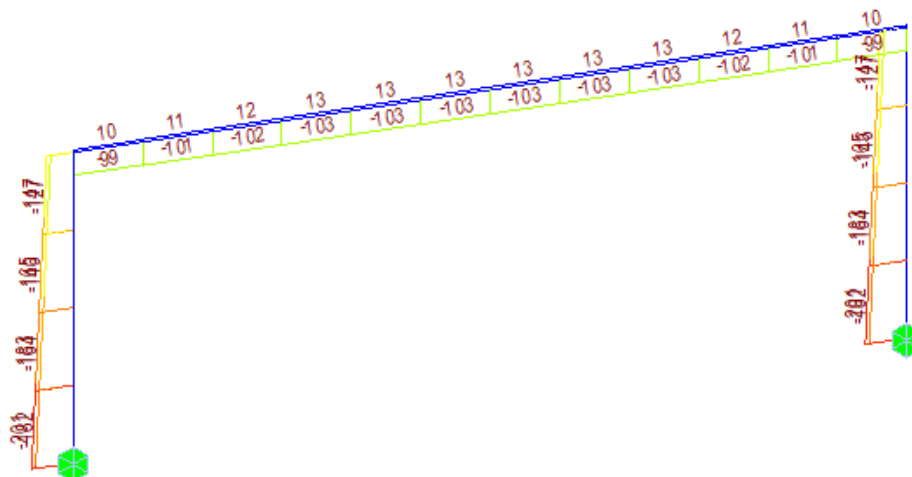
V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních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

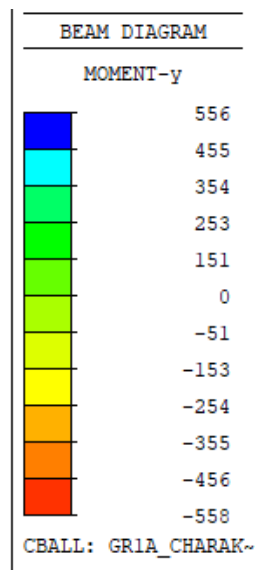
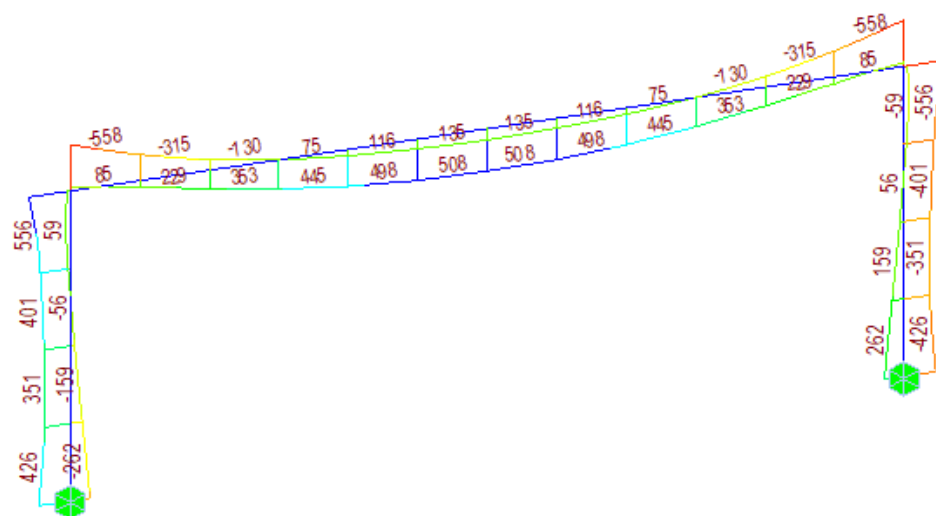
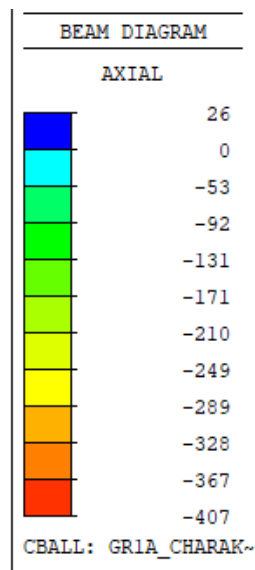
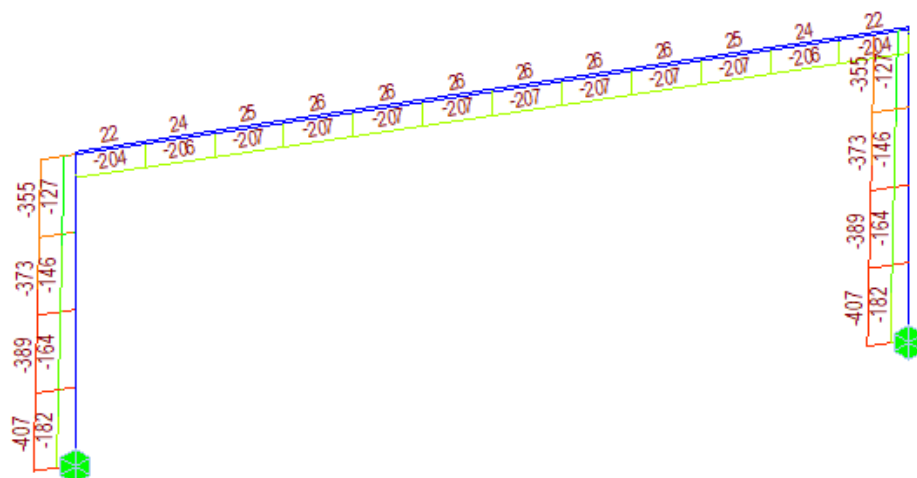
$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 3 \text{ mm} < \delta_{lim} = 10000/600 = 16 \text{ mm}$$

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

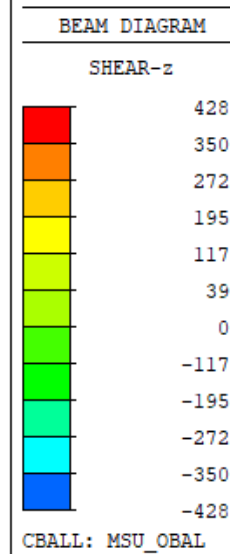
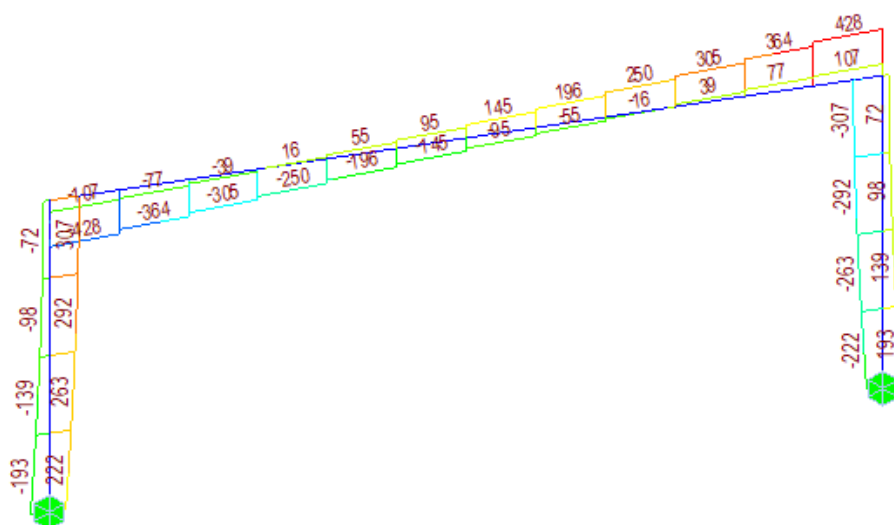
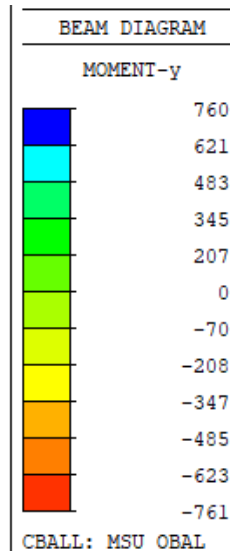
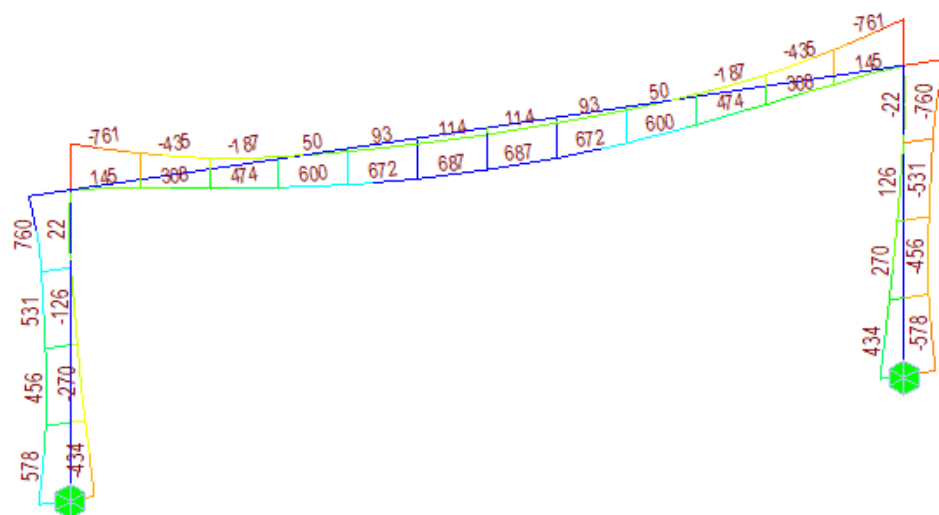
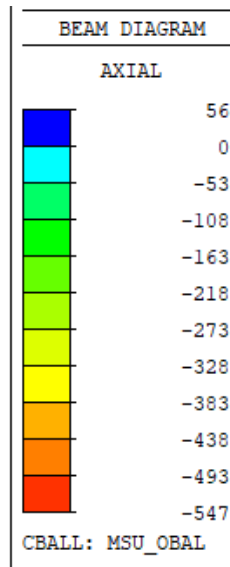
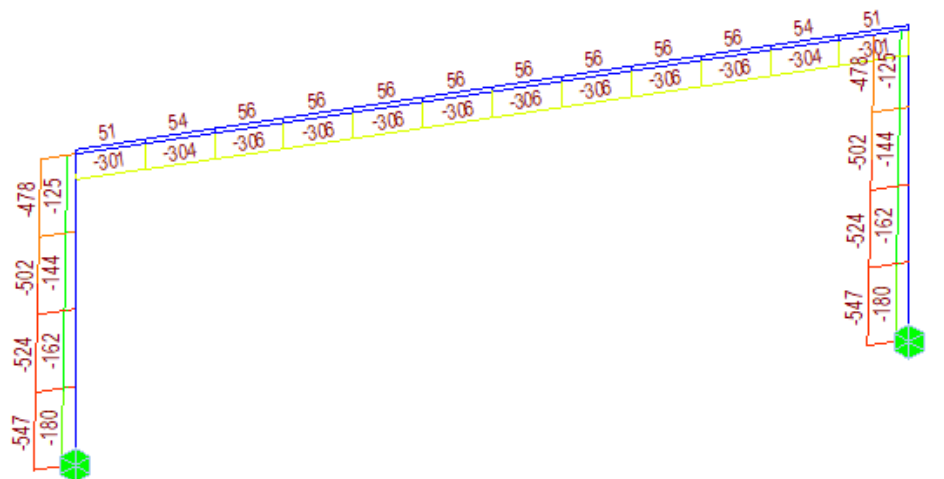
Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření betonářské výztuže je uvažováno pro pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

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

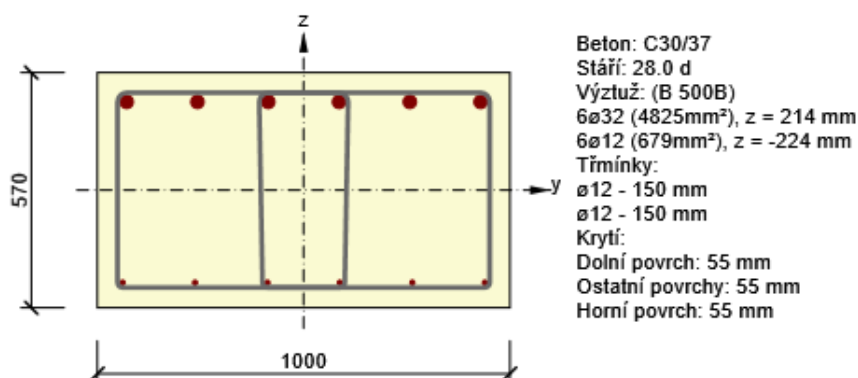


Průřezy jsou navrženy jako železobeton. Posouzený je výsek šířky 1 m.

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	89.0	0.0	-438.0	0.0	-787.0	0.0
Celkové	Charakteristická	45.0	0.0	0.0	0.0	-576.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	45.0	0.0	0.0	0.0	-282.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

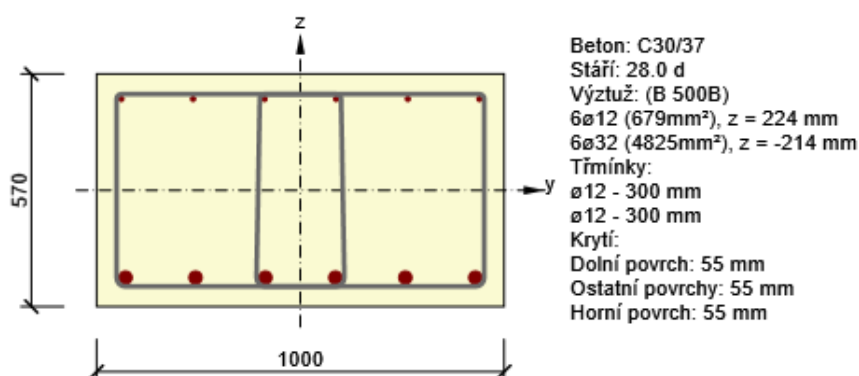
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	89.0	-787.0	0.0	438.0	0.0	100.0	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	89.0	-787.0	0.0			86.1	OK
Smyk	89.0			438.0	0.0	84.2	OK
Interakce	89.0	-787.0	0.0	438.0	0.0	100.0	OK
Omezení napětí	45.0	-576.0	0.0			96.1	OK
Šířka trhliny	45.0	-282.0	0.0			63.1	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

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	86.0	0.0	-150.0	0.0	685.0	0.0
Celkové	Charakteristická	45.0	0.0	0.0	0.0	507.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	45.0	0.0	0.0	0.0	242.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

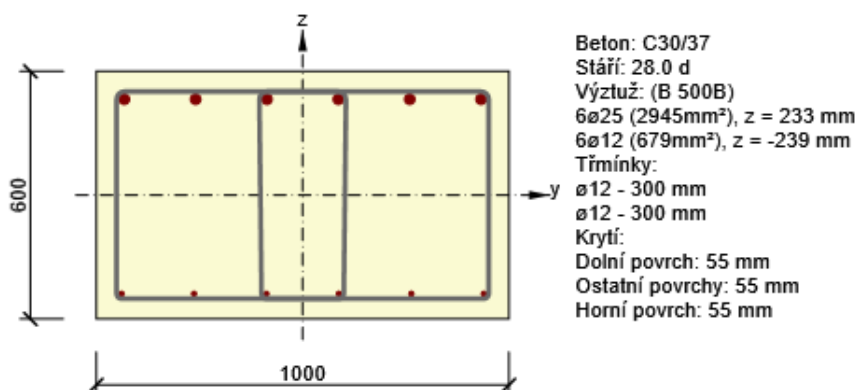
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	45.0	507.0	0.0			84.5	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	86.0	685.0	0.0			75.1	OK
Smyk	86.0			150.0	0.0	51.9	OK
Interakce	86.0	685.0	0.0	150.0	0.0	83.7	OK
Omezení napětí	45.0	507.0	0.0			84.5	OK
Šířka trhliny	45.0	242.0	0.0			50.5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

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
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 :	$\gamma_\phi =$	1.00 [-]		1.25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1.00 [-]		1.25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1.00 [-]		1.40 [-]
Součinitel redukce pevnosti horniny :	$\gamma_v =$	1.00 [-]		1.40 [-]

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F3, konzistence tuhá		26.50	12.00	18.00	10.00	
2	Třída G5		30.00	6.00	19.50	10.00	
3	Třída G1, ulehlá		41.50	0.00	21.00	11.00	

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

Parametry zemín

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$

Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 26.50^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$

Edometrický modul : $E_{oe} = 10.50 \text{ MPa}$

d

Modernizace mostu ev.č. 219 4 – 7 Nové Hamry

Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.10$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Třída G5

Objemová tíha : $\gamma = 19.50 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 6.00 \text{ kPa}$
 Edometrický modul : $E_{oe} = 67.50 \text{ MPa}$

Koef. strukturní pevnosti : $m = 0.30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Třída G1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 41.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Modul přetvárnosti : $E_{de} = 200.00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0.20$
 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 $h = 4.50 \text{ m}$ Hloubka základové spáry $d = 3.00 \text{ m}$ Tloušťka základu $t = 0.80 \text{ m}$ Sklon upraveného terénu $s = 0.00^\circ$ Sklon základové spáry $s = 0.00^\circ$ Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m^3 **Geometrie konstrukce**

Typ základu: excentrická patka

Délka patky $x = 2.20 \text{ m}$ Šířka patky $y = 7.50 \text{ m}$ Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0.60 \text{ m}$ Šířka sloupu ve směru y $c_y = 7.50 \text{ m}$ Objem patky = 13.20 m^3 Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru x = 1.10 m Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru y = 3.75 m **Materiál konstrukce**Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$ Pevnost v tahu $f_{ct} = 2.90 \text{ MPa}$ Modul pružnosti $E_c = 33000.00 \text{ MPa}$



Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1.00	Třída F3, konzistence tuhá	
2	3.00	Třída G5	
3	-	Třída G1, ulehlá	

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	1584.00	0.00	2120.00	920.00	0.00
2	ANO		MSUmax	Návrhové	4048.00	0.00	3302.00	1552.00	0.00
3	ANO		MSUmin	Návrhové	1620.00	0.00	3302.00	1552.00	0.00

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSUmin	Ano	-0.83	0.00	615.22	930.21	66.14	Ano
MSUmin	Ne	-0.74	0.00	516.80	1321.23	39.12	Ano

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 3. (MSUmin)

Spočtená vlastní tíha patky $G = 330.00 \text{ kN}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 528.00 \text{ kN}$

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_s = 5.54 \text{ m}$ Dosah smykové plochy $l_{sp} = 20.74 \text{ m}$ Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 930.21 \text{ kPa}$ Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 615.22 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Zemní odpor: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Výpočtová velikost zemního odporu $S_p = 490.11 \text{ kN}$
 d Úhel tření základ-základová spára $\psi = 41.50^\circ$ Soudržnost základ-základová spára $a = 0.00 \text{ kPa}$ Horizontální únosnost základu $R_d = 2682.46 \text{ kN}$ h
Extrémní horizontální síla $H = 1552.00 \text{ kN}$

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 κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 330.00 \text{ kN}$ Spočtená tíha nadloží $Z = 528.00 \text{ kN}$

Výpočet proveden za vyloučení tahu.

Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky $(x) = 1.60 \text{ m}$ Šířka patky $(y) = 7.50 \text{ m}$

Sednutí středu hrany x - 1 = 0.1 mm

Sednutí středu hrany x - 2 = 0.1 mm

Sednutí středu hrany y - 1 = 0.7 mm

Sednutí středu hrany y - 2 = -0.3 mm

Sednutí středu základu = 0.6 mm

Sednutí charakterist. bodu = 0.3 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 200.00 \text{ MPa}$ Základ je ve směru délky tuhý ($k=7.93$)Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0.20$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 0.6 mm

Hloubka deformační zóny = 2.95 m

Natočení ve směru x = 0.424 (\tan^*1000)Natočení ve směru y = 0.000 (\tan^*1000)

4.4.7 Posouzení zdí

Výpočet úhlové zdi

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

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

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 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]	1.30 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_W =$	1.35 [-]		1.00 [-]	

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

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0.70 [-]
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0.50 [-]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0.30 [-]

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

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

Pevnost v tahu

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

m

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$$f_y = 500.00 \text{ MPa}$$

$$k$$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.10
3	1.20	2.10
4	1.20	2.60
5	-1.00	2.60
6	-1.00	2.10
7	-0.50	2.10
8	-0.50	0.00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 2.15 m².

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F4, konzistence tuhá		26.00	10.00	19.00	10.00	0.00

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

Parametry zemín

Třída F4, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$


Napjatost : efektivní

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26.00^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$ Třecí úhel ke-zemina : $\delta = 0.00^\circ$

Zemina : nesoudržná

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sa} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
t

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída F4, konzistence tuhá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	48.00		0.00	3.00	na terénu

Číslo	Název
1	Test1

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

Název	F _{vod} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{svis} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-0.88	53.83	0.93	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.14	21.89	1.40	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	10.33	-0.80	12.59	1.90	1.000	1.350	1.350
Test1	24.10	-0.99	22.87	1.62	1.500	1.500	1.500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{VZ} = 160.39$ kNm/m

d

Moment klopící $M_{Kl} = 43.99$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{VZ} = 81.14$ kN/m

d

Vodor. síla posunující $H_{po} = 50.11$ kN/m

s

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 78.50 kPa

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F _{vod} [kN/m]	Působíště z [m]	F _{svis} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-0.88	53.83	0.93	1.000	1.000	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-1.14	21.89	1.40	1.000	1.000	1.000
Aktivní tlak	16.13	-0.78	14.99	1.87	1.000	1.000	1.000
Test1	32.15	-1.06	25.56	1.62	1.300	1.300	1.300

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{VZ} = 162.80$ kNm/m

d

Moment klopící $M_{Kl} = 57.07$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{VZ} = 62.01 \text{ kN/m}$

d

Vodor. síla posunující $H_{PO} = 57.92 \text{ kN/m}$

s

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 72.66 kPa

Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	18.91	153.53	50.11	0.12	78.50
2	18.00	127.03	50.11	0.15	64.59

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 151.8 \text{ mm}$

Maximální dovolená excentricita $e_{do} = 726.7 \text{ mm}$

v

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 78.50 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R = 250.00 \text{ kPa}$

d

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0.00	-1.05	26.29	0.25	1.000	1.350	1.000
Tlak v klidu	23.50	-0.70	0.00	0.50	1.350	1.000	1.350
Test1	33.62	-1.22	0.00	0.50	1.500	0.000	1.500

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zed'	0.00	-1.05	26.29	0.25	1.000	1.000	1.000
Tlak v klidu	26.64	-0.70	0.00	0.50	1.000	1.000	1.000
Test1	38.10	-1.22	0.00	0.50	1.300	0.000	1.300

Posouzení dřívku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 20.0 mm

Počet vložek = 6

Krytí výztuže = 55.0 mm

Šířka průřezu = 1.00 m

Výška průřezu = 0.50 m

Modernizace mostu ev.č. 219 4 – 7 Nové Hamry

Stupeň vyztužení	ρ	=	0.43 %	>	0.15 %	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0.05 m	<	0.27 m	=	x_{max}
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	206.42 kN	>	82.15 kN	=	V_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	341.43 kNm	>	83.93 kNm	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

5 Závěr

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

V Ústí nad Labem 01/2021

Ing. Libor Vykoukal

6 Schéma výztuže

Schéma betonářské výztuže nosné konstrukce

