




OBJEDNATEL:

PARDUBICKÝ KRAJ

Komenského náměstí 125, 532 11 Pardubice

	navrhl	ING. O. SVOBODA		investor	Pardubický kraj
	vypracoval	ING. O. SVOBODA		zak. číslo	132018-7
	zodp. projektant	ING. O. SVOBODA		datum	11/2018
				stupeň	DUSP
STATIKA, MOSTY, PAMÁTKY	STAVBA :			měřítko	-
	Modernizace mostu ev.č. 644-002 Pěčíkov SO 201 - Most ev.č. 644-002 Pěčíkov			č.přílohy:	paré :
BENING s.r.o. 51206, Benešov u Semil 7 tel: 603 811 693 ondrej.svoboda@volny.cz	Příloha:			201.7	
STATICKÝ VÝPOČET					



Obsah

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



4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce	30
4.4.6 Návrh a posouzení založení	33
<u>Základ rámu</u>	33
5 Závěr	39
6 Schéma výztuže	40



1 Identifikační údaje

Stavba**Modernizace mostu ev.č. 644-002 Pěčíkov****Objekt číslo****SO 201****Název objektu****Most ev. č. 644-002 Pěčíkov****Kraj**

kraj Pardubický

Obec

Městečko Trnávka (okres Svitavy)

Katastrální území

Pěčíkov (okres Svitavy);718793

Investor**Pardubický kraj**

Komenského nám. 125

532 11 Pardubice

Uvažovaný správce objektu**Správa a údržba silnic Pardubického kraje, příspěvková organizace**

Doubravice 98

53353 Pardubice

Projektant objektu**Bening s r. o.**

51206, Benešov u Semil 7

Ing. Ondřej Svoboda

tel. 603 811 693

Pozemní komunikace

Silnice II/644

Staničení na komunikaci

-

Zatížení

Zatížení dle ČSN EN 1991 (skupina PK 1)

Účel dokumentace**Dokumentace pro společné povolení - DUSP**

2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:

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



<i>Charakteristika mostu</i>	Silniční most na silnici II/644 v obci Pěčíkov. Most je trvalý, kolmý, v oblouku, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	4,0 m
<i>Délka mostu</i>	4,8 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	4,8 m
<i>Rozpětí polí</i>	4,4 m
<i>Šikmost mostu</i>	90°
<i>Volná šířka mostu</i>	13,0 m
<i>Šířka mezi zábradlím</i>	13,0 m
<i>Šířka mostu</i>	13,6 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	13,0 m
<i>Výška mostu</i>	1,55 m
<i>Volná výška na mostě</i>	Neomezená
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	$13,6 \times 4,8 = 65,3 \text{ m}^2$ 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 na jedno pole s rozpětím 4,4 m. Most je kolmý. Příčný řez tvoří deska konstantní výšky 0,35 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,4 m. Založení rámu je plošné na štěrkopískovém polštáři.

2.2 Výpočetní model

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.

2.3 Výpočetní pomůcky

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

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

2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury

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



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

2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DUSP, BENING s.r.o.
- (2) Inženýrskogeologický průzkum, Pěčíkov - rekonstrukce mostu, GEM, Mgr. Luděk Žabka, 09/2018

2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Ondřej Svoboda

Autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce

.....

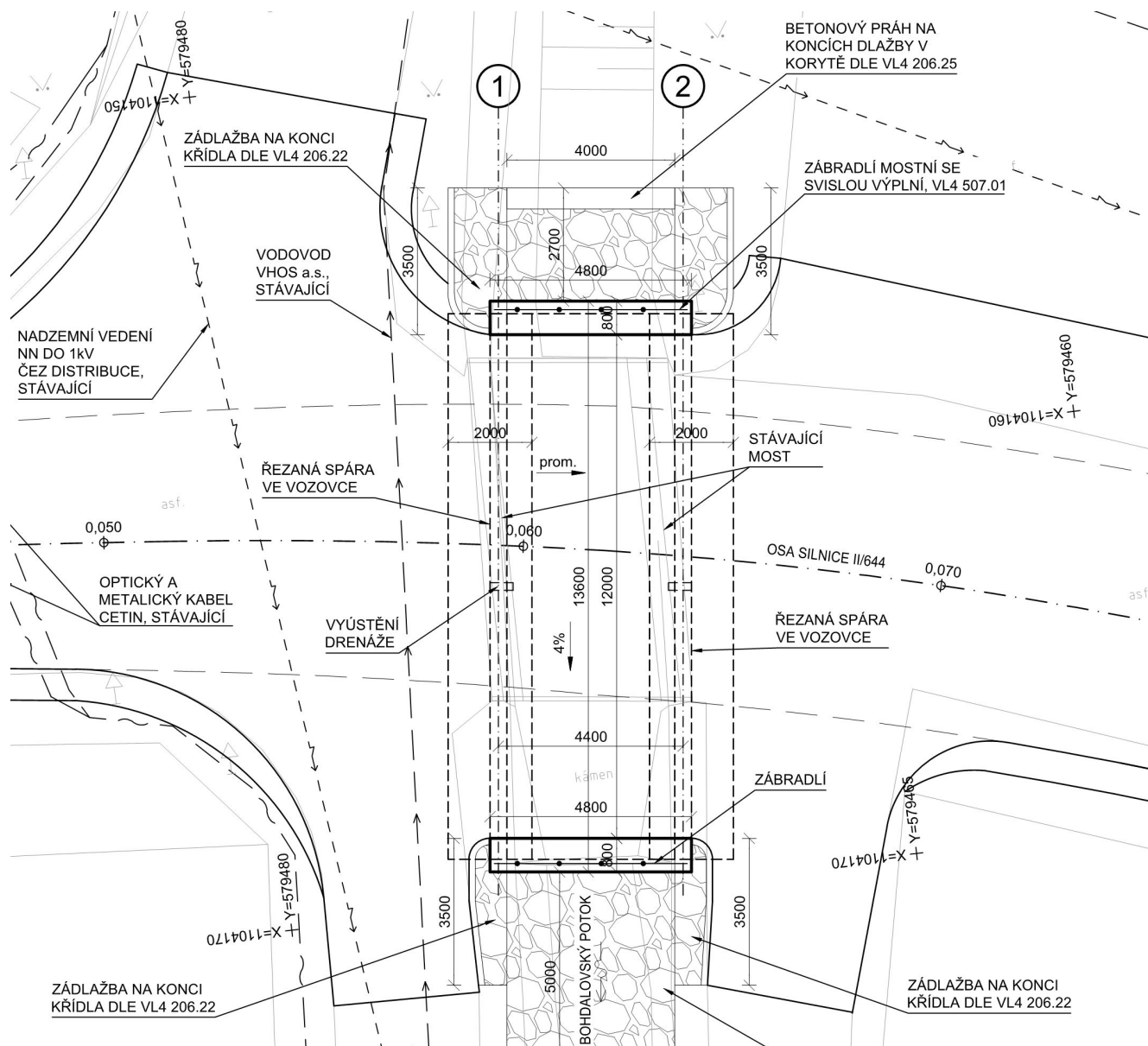
Ing. Ondřej Svoboda

Benešov u Semil, 11/2018



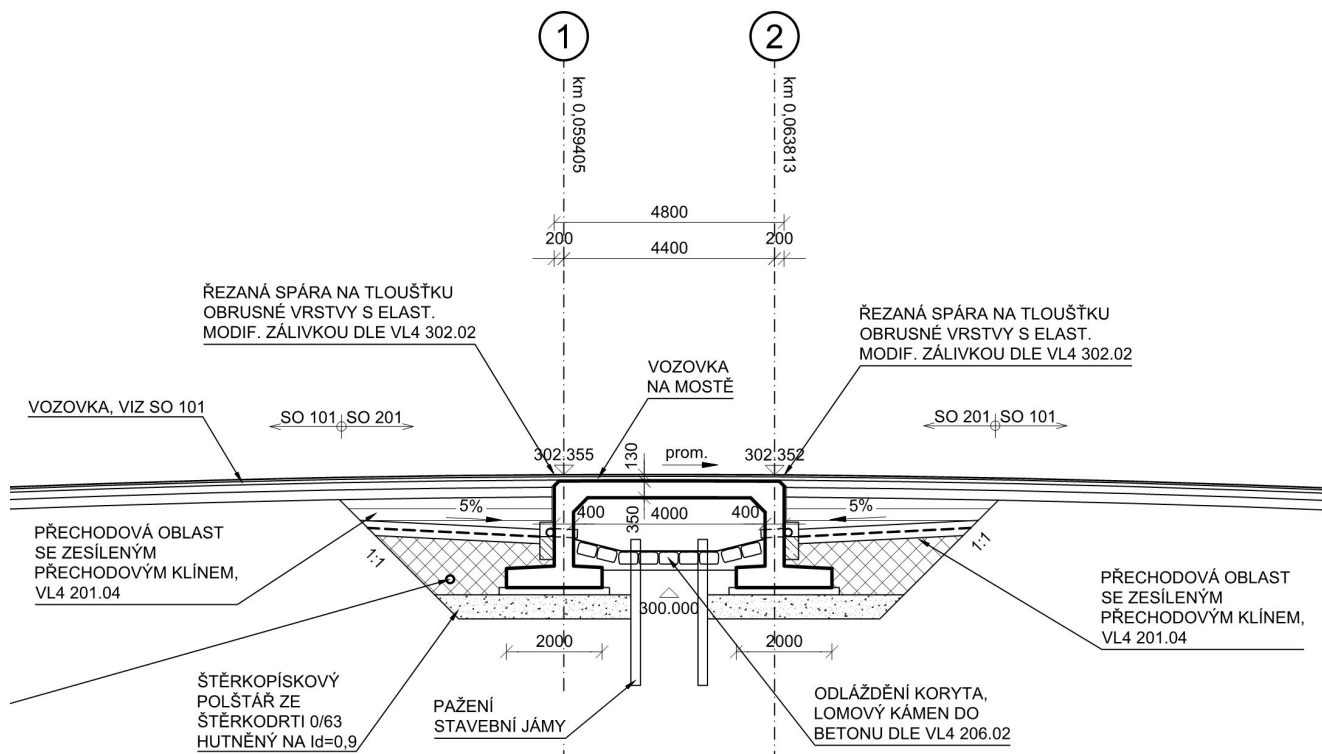
3 Grafické přílohy statického výpočtu

3.1 Půdorys



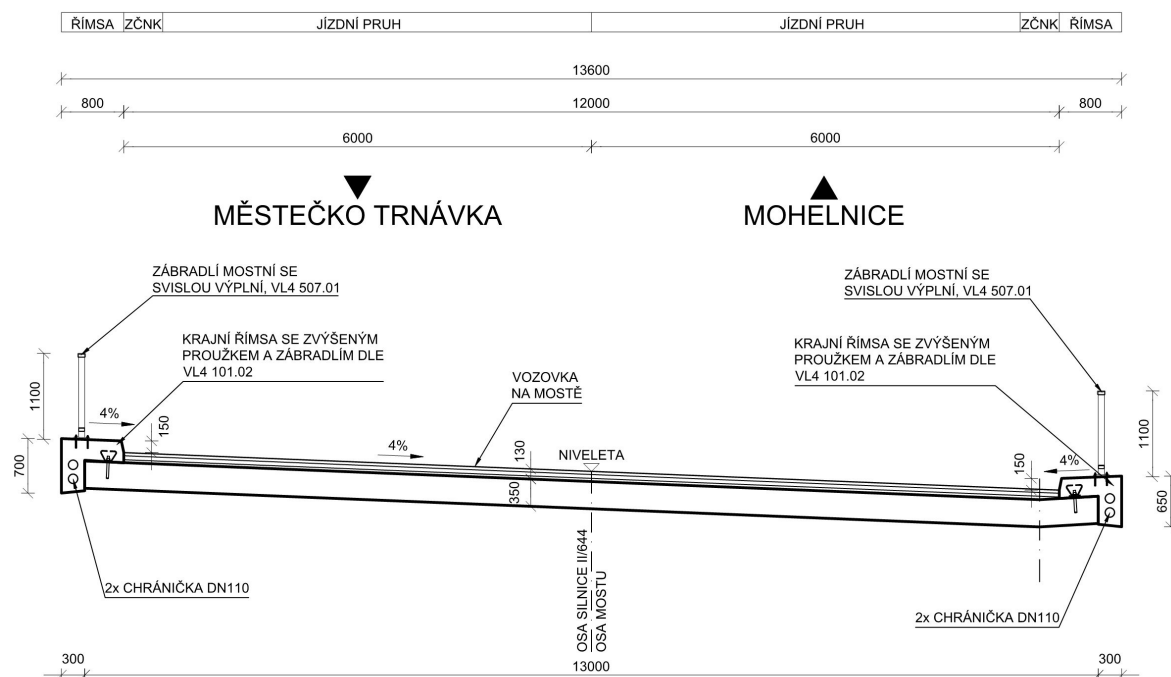


3.2 Podélný řez



3.3 Příčný řez

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ 1:50



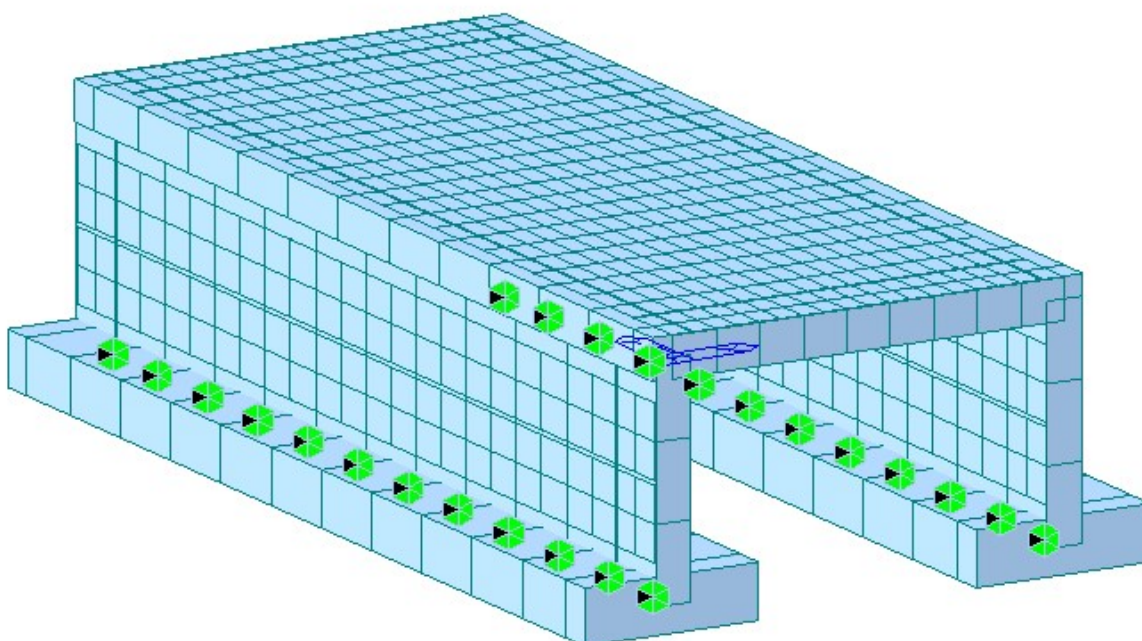


4 Výpočet

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 12 nosníků, které jsou příčně spojeny. Příčné vazby jsou po 0,5 m. Byla vymodelována jenom část mostu, která dostatečně vystihuje chování celé konstrukce.



4.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

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



4.2 Materiály

4.2.1 Beton

Beton:	C30/37
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 33\,000 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

4.2.2 Betonářská výztuž

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

4.3 Zatížení

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

4.3.1 Zatížení stálé

Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obvyčejného betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m³. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m³ pro běžné procento vyztužení. Uvažovaná tíha je 25 kN/m³.

Ostatní stálé zatížení

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

- pravá železobetonová římsa $0,33 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 8,25 \text{ kNm}^{-1}$
- konstrukce vozovky tl. 130 mm $0,130 \text{ m} \cdot 12 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 39 \text{ kNm}^{-1}$
- levá železobetonová římsa $0,33 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 8,25 \text{ kNm}^{-1}$
- 2 x zábradlí $2 \cdot 1,0 \text{ kNm}^{-1} = 2 \text{ kNm}^{-1}$
- Celkem $57,5 \text{ kNm}^{-1}$

Zemní tlak

Zásyp, $\phi=30^\circ$

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

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

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

$$\sigma_{2L} = 2,5 \cdot k_0 \cdot \gamma = 25 \text{ kNm}^{-3}$$

Statický výpočet



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) $w = 12$ m.

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

Model zatížení 1 (LM1)

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

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

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

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

Model zatížení 2 (LM2)

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



Model zatížení 3 (LM3)

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

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

Brzdné a rozjezdové síly

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

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 4,8 = 373 \text{ kN}$$

Klimatická zatížení – zatížení teplotou

3.typ: betonová nosná konstrukce, betonová deska

Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce:

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

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

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

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

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

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

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

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

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$$9,8^\circ\text{C} - 0,35 \text{ m}$$

$$2,3^\circ\text{C} - 0,315 \text{ m}$$

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

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



1,4°C – 0,0 m

Ochlazení (měřeno zdola)

-4,0°C – 0,35 m

-1,1°C – 0,36 m

0,0°C – 0,25 m

0,0°C – 0,20 m

-1,4°C – 0,09 m

-4,1°C – 0,0 m

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje se.

4.3.4 Kombinace zatížení

Mezní stavy únosnosti

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

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

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

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

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

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

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

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

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

Mezní stavy použitelnosti

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

a) Charakteristická kombinace

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

b) kvazistálá kombinace

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



4.4 Nosná konstrukce

4.4.1 Postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

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

Výpočet smršťování a dotvarování je provedený programem MIDAS Civil.

Náhradní rozměr průřezu

$$h_o = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 4,58 / 26,8 = 341 \text{ mm}$$

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

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

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

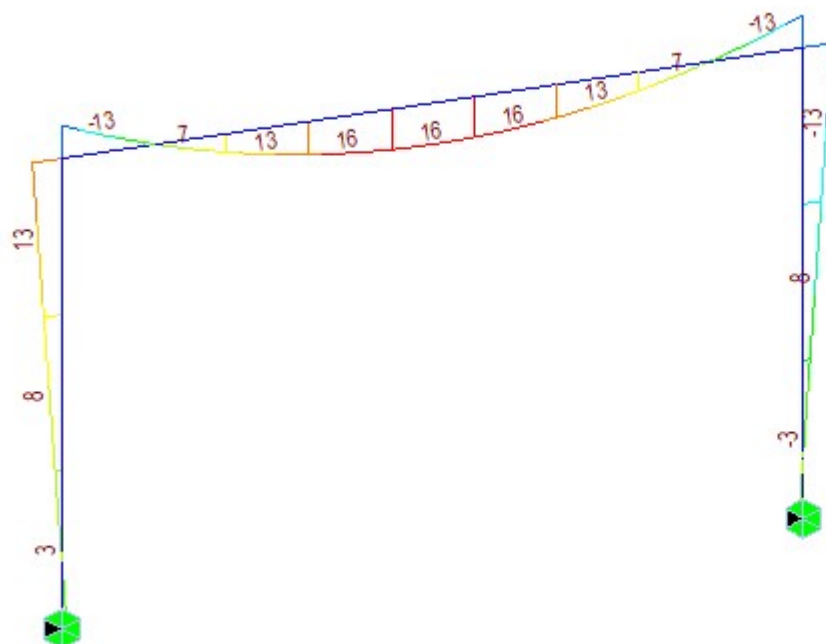
$$\text{Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, } \phi = 2.21$$

$$\text{Smrštění pro interval 0-36500, } \epsilon_{sh} = 0.000399$$



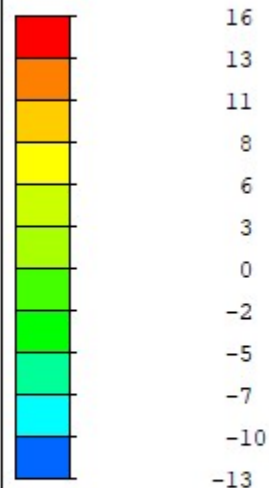
4.4.2 Vnitřní síly

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



BEAM DIAGRAM

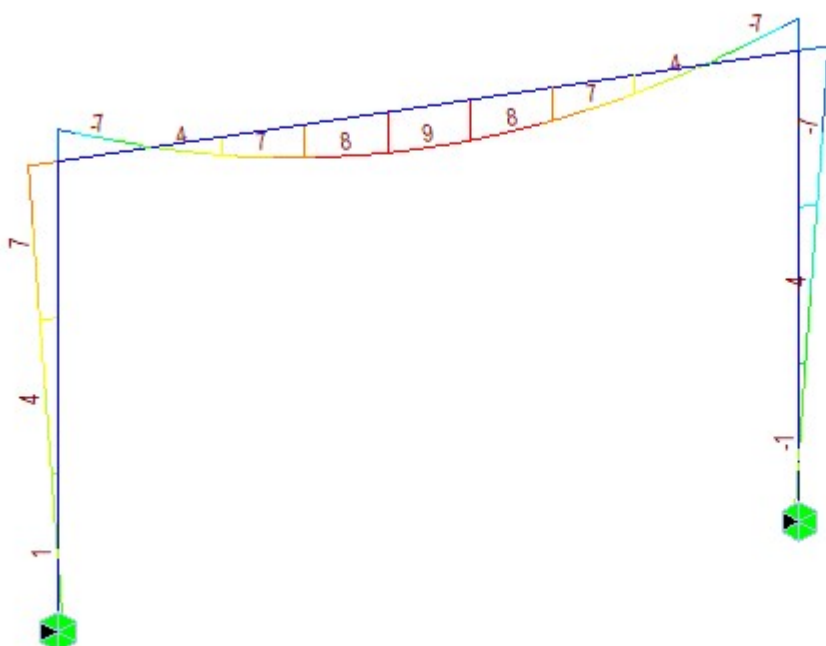
MOMENT-y



ST: VL_TIHA

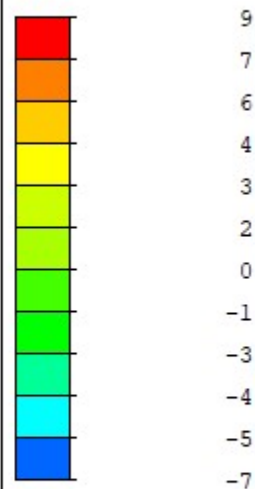
MAX : 14

MIN : 172



BEAM DIAGRAM

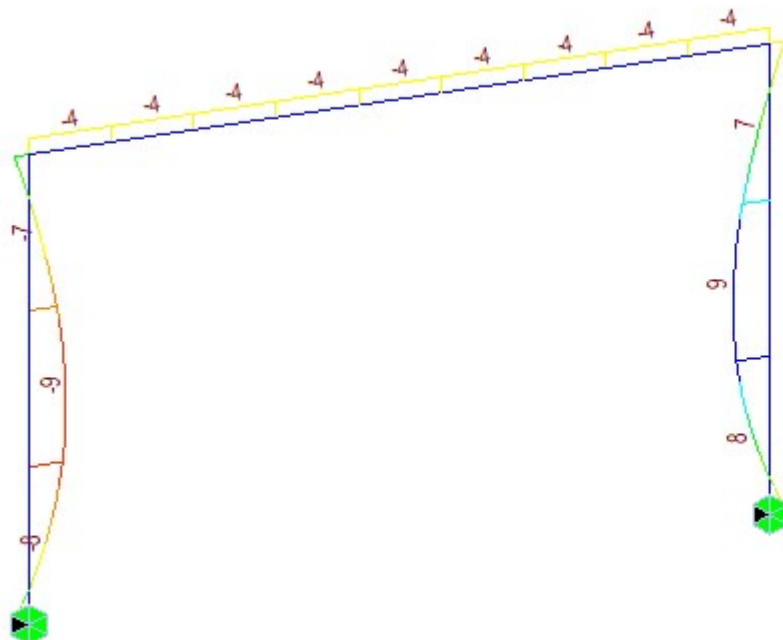
MOMENT-y



ST: OST_STALE

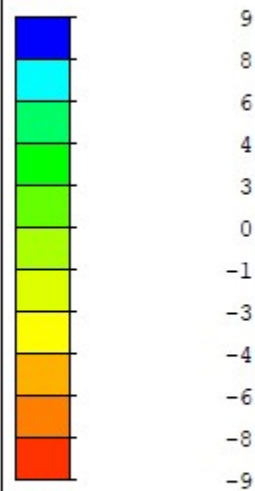
MAX : 14

MIN : 172



BEAM DIAGRAM

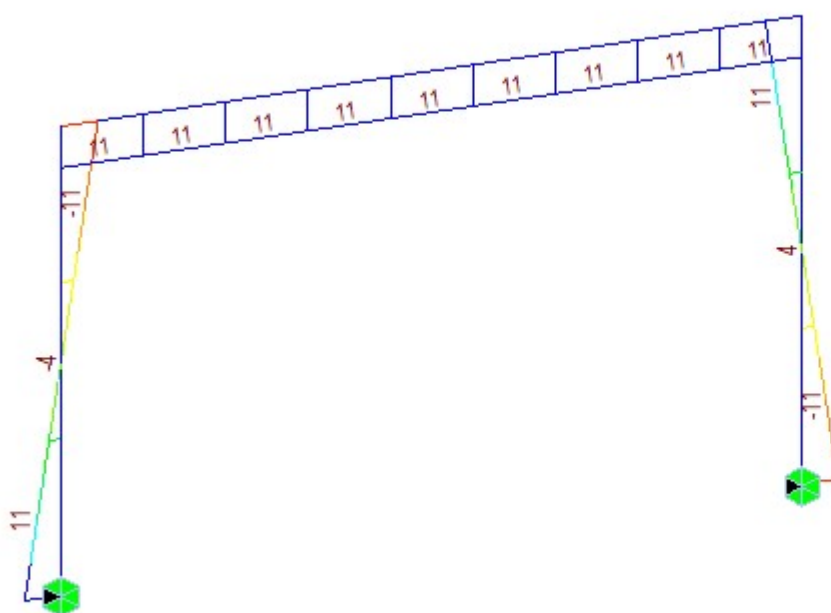
MOMENT-y



ST: ZEMTLAK

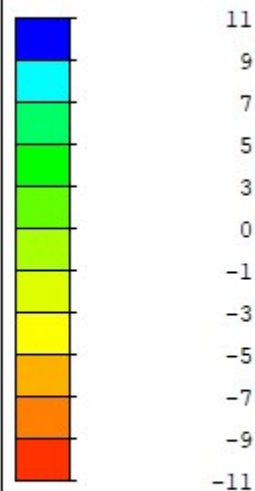
MAX : 254

MIN : 194



BEAM DIAGRAM

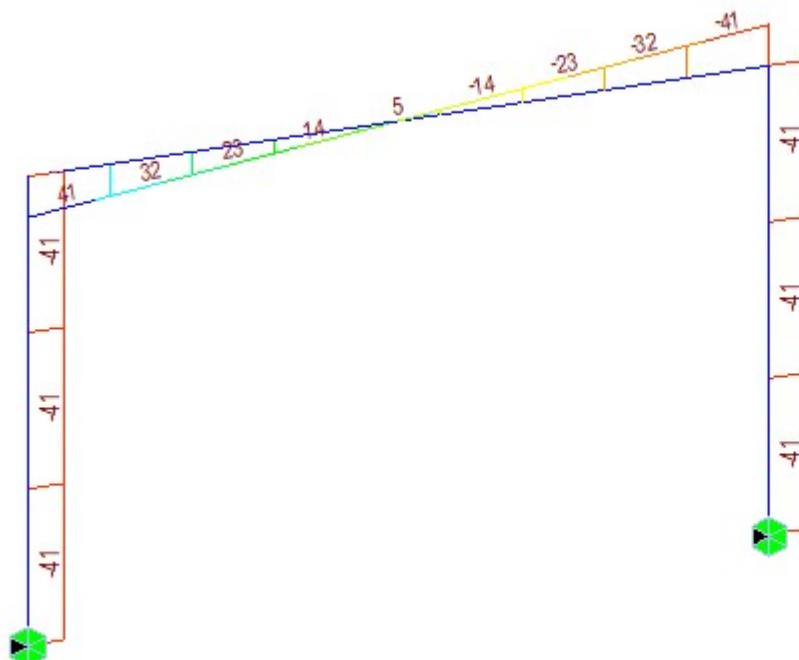
MOMENT-y



ST: SMRSTOVANI

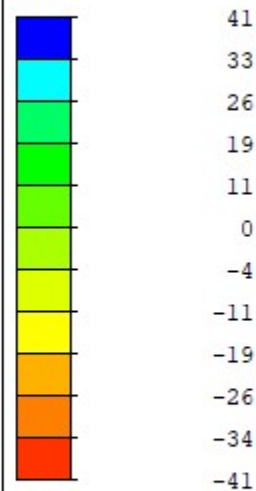
MAX : 172

MIN : 159



BEAM DIAGRAM

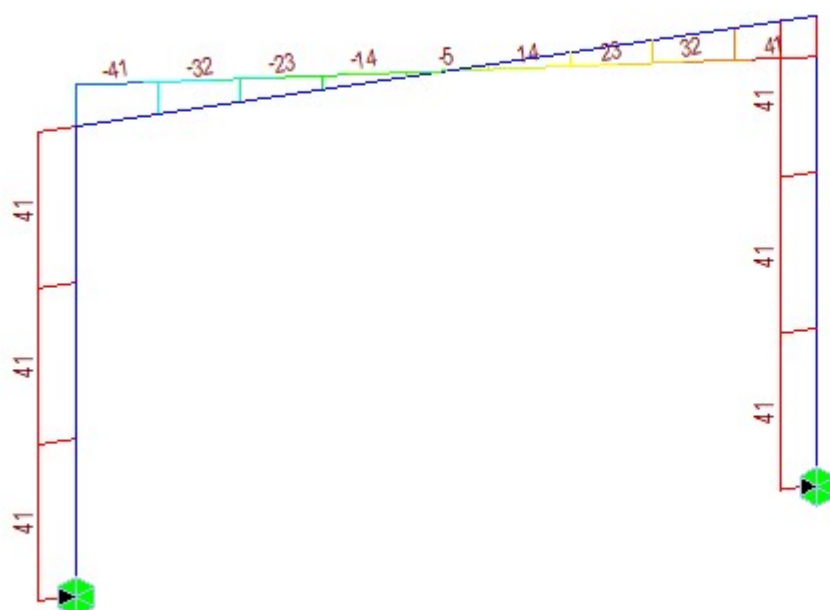
MOMENT-y



ST: POKLES1

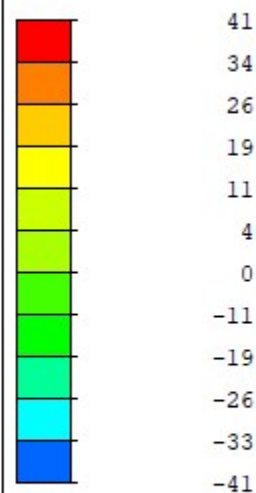
MAX : 10

MIN : 271



BEAM DIAGRAM

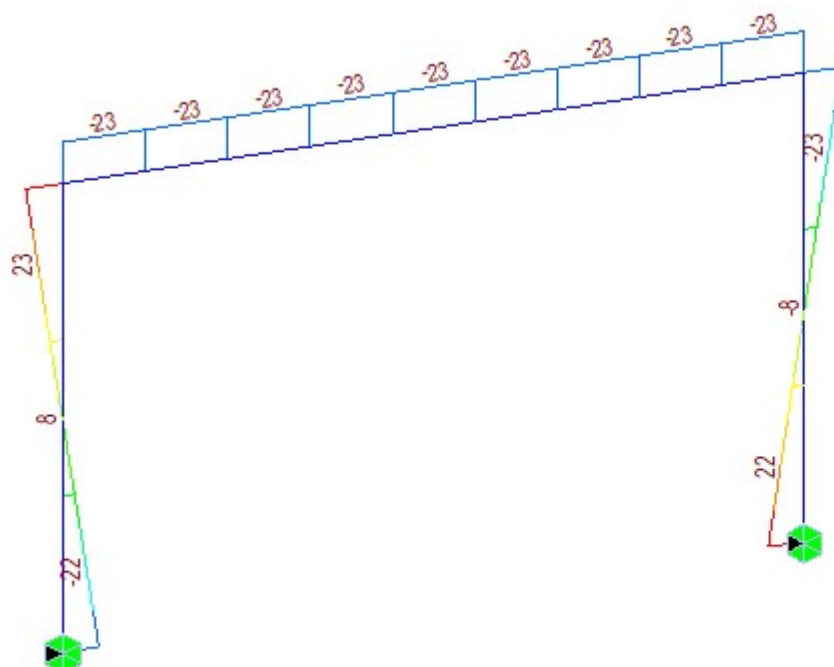
MOMENT-y



ST: POKLES2

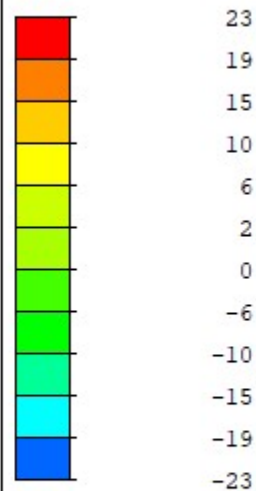
MAX : 271

MIN : 10



BEAM DIAGRAM

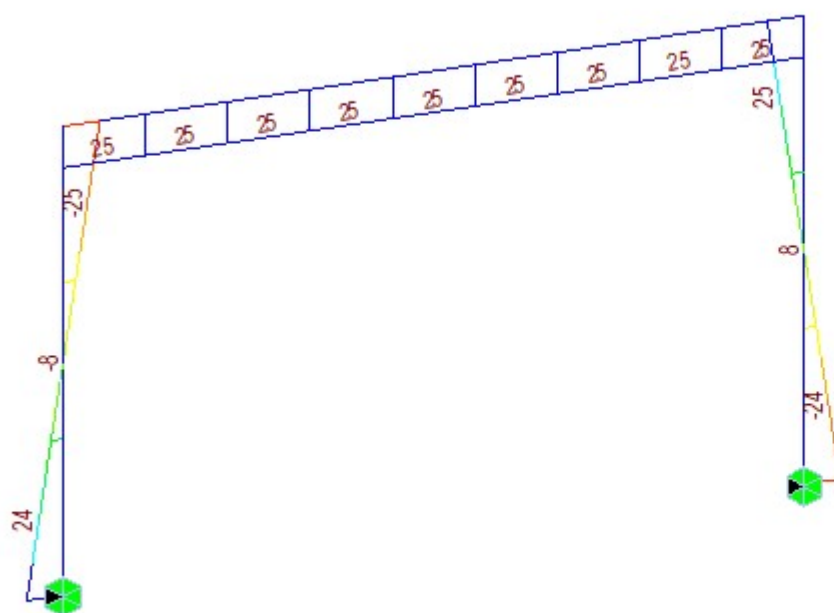
MOMENT-y



ST: OTEPLENI

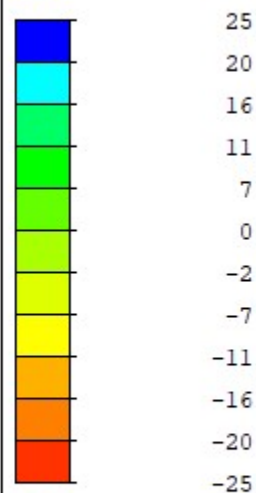
MAX : 159

MIN : 172



BEAM DIAGRAM

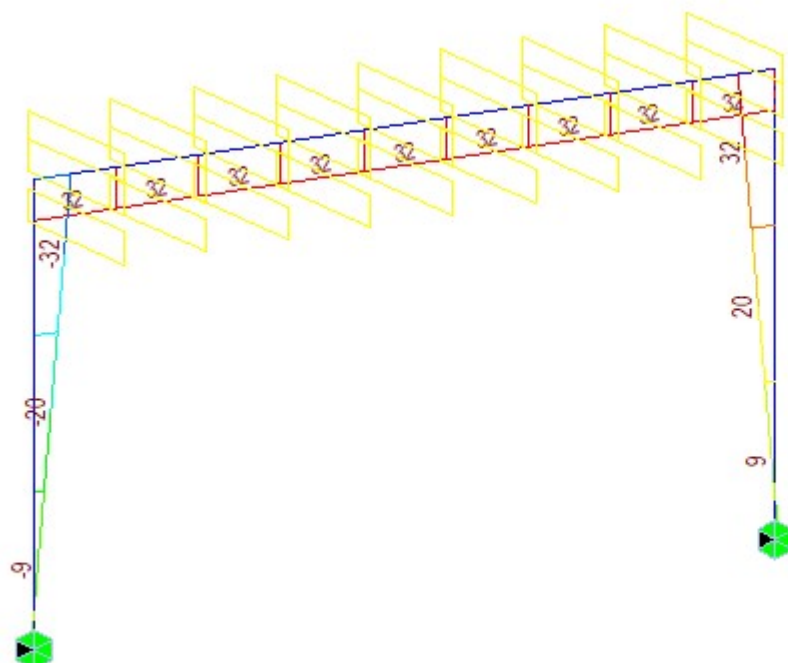
MOMENT-y



ST: OCHLAZENI

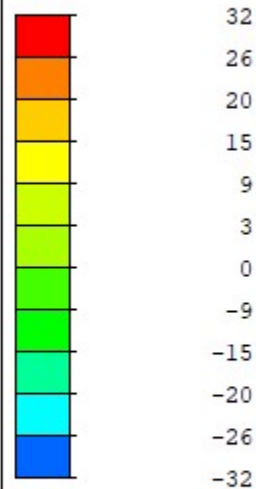
MAX : 172

MIN : 159



BEAM DIAGRAM

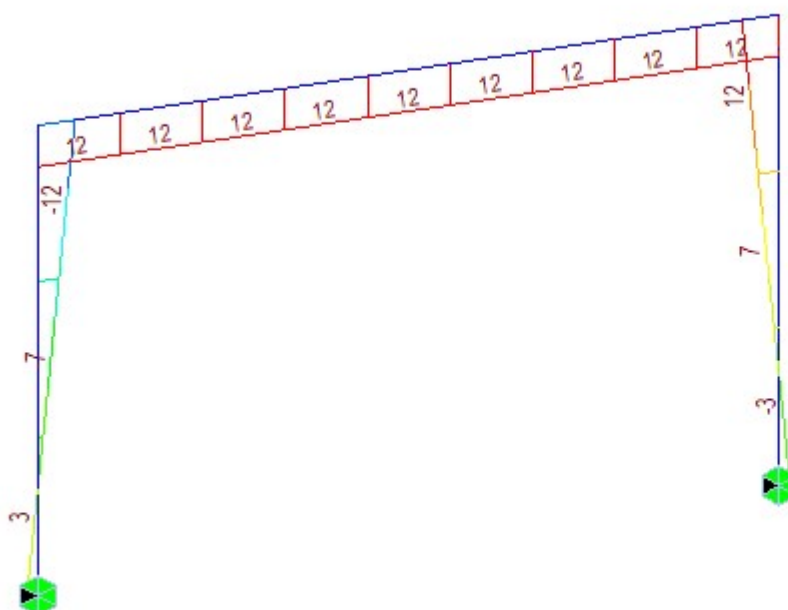
MOMENT-y



ST: TGR_GR+

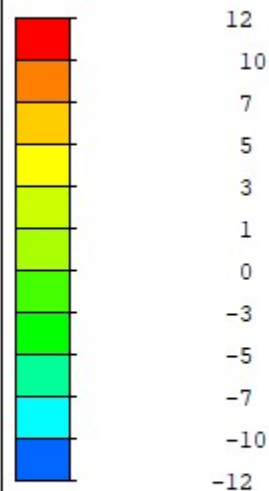
MAX : 172

MIN : 159



BEAM DIAGRAM

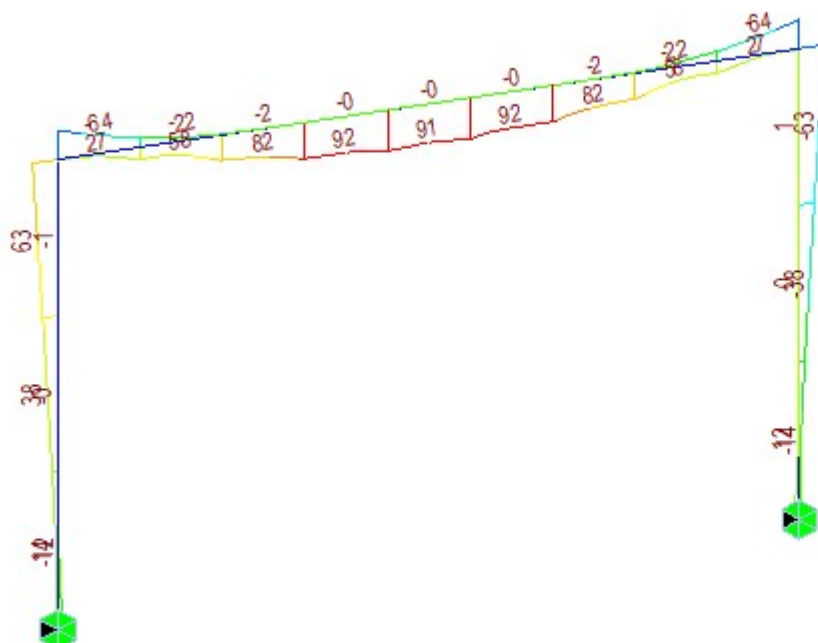
MOMENT-y



ST: TGR_GR-

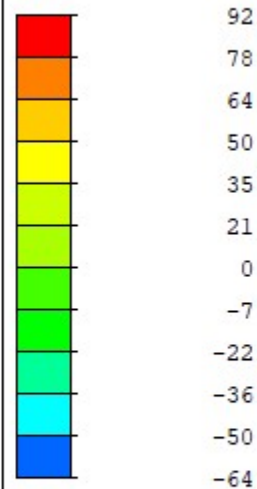
MAX : 10

MIN : 159



BEAM DIAGRAM

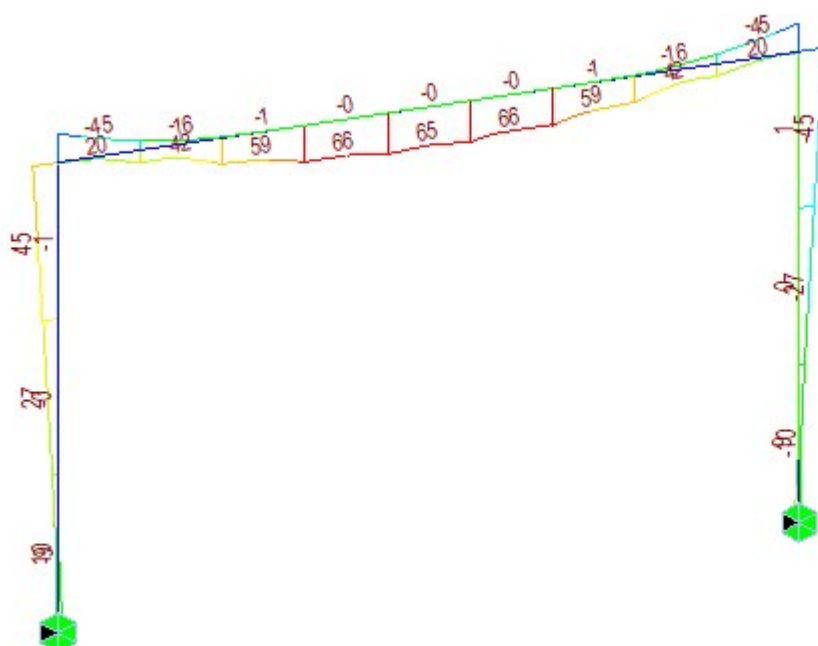
MOMENT-y



MVALL: LM1

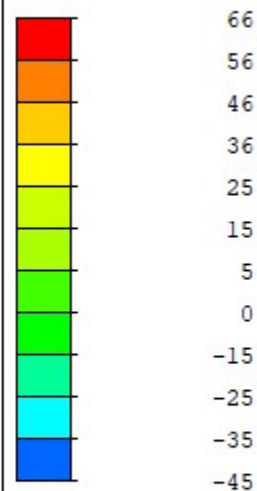
MAX : 13

MIN : 10



BEAM DIAGRAM

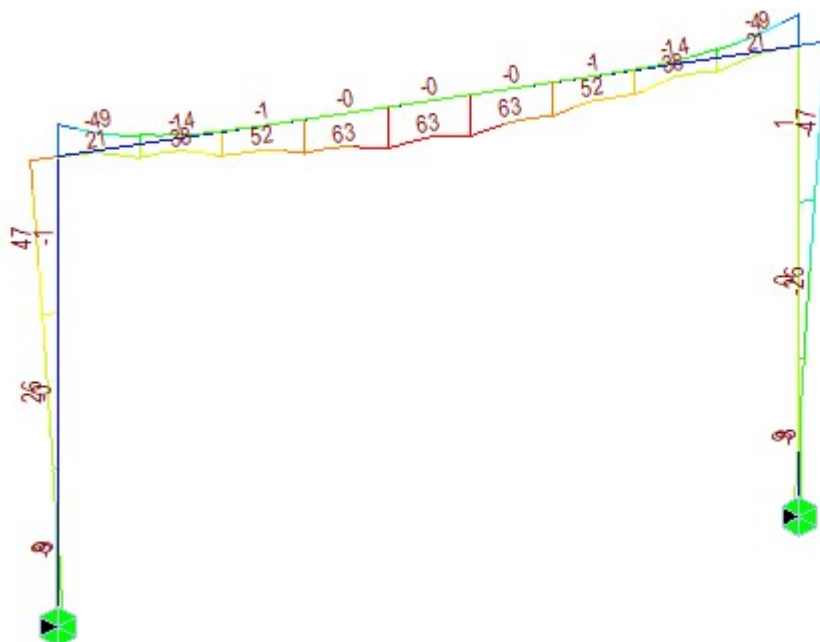
MOMENT-y



MVALL: LM1PSI

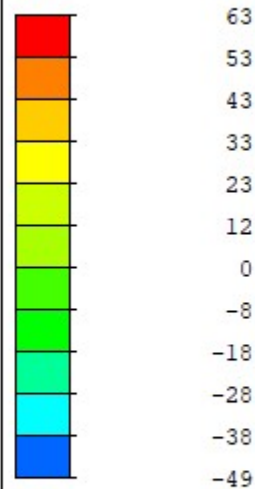
MAX : 13

MIN : 10



BEAM DIAGRAM

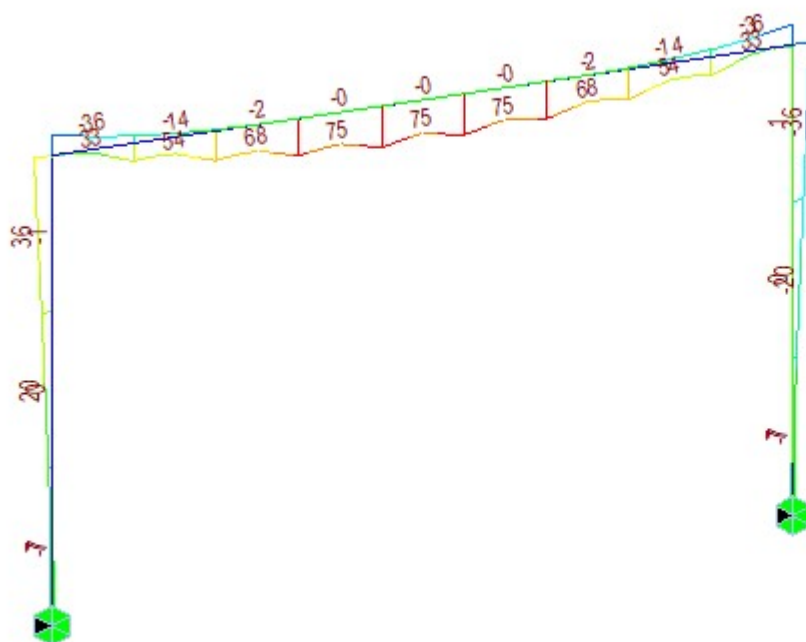
MOMENT-y



MVALL: LM3

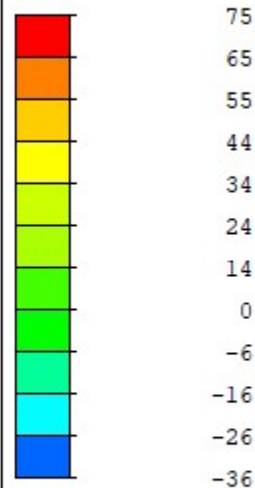
MAX : 13

MIN : 10



BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



MVALL: LM2

MAX : 13

MIN : 10



4.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

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

- Omezení napětí
- Omezení trhlin
- Omezení průhybů.

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

Mezní stav omezení napětí

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

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

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

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

Mezní stav omezení trhlin

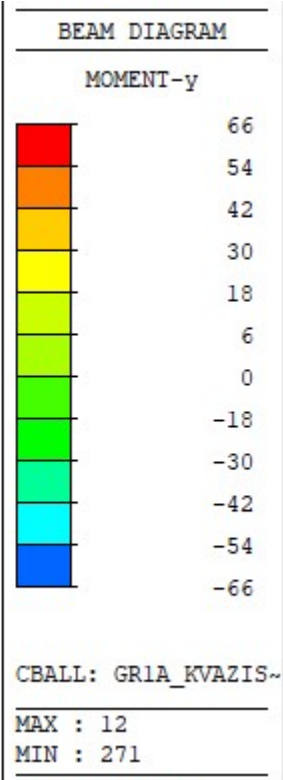
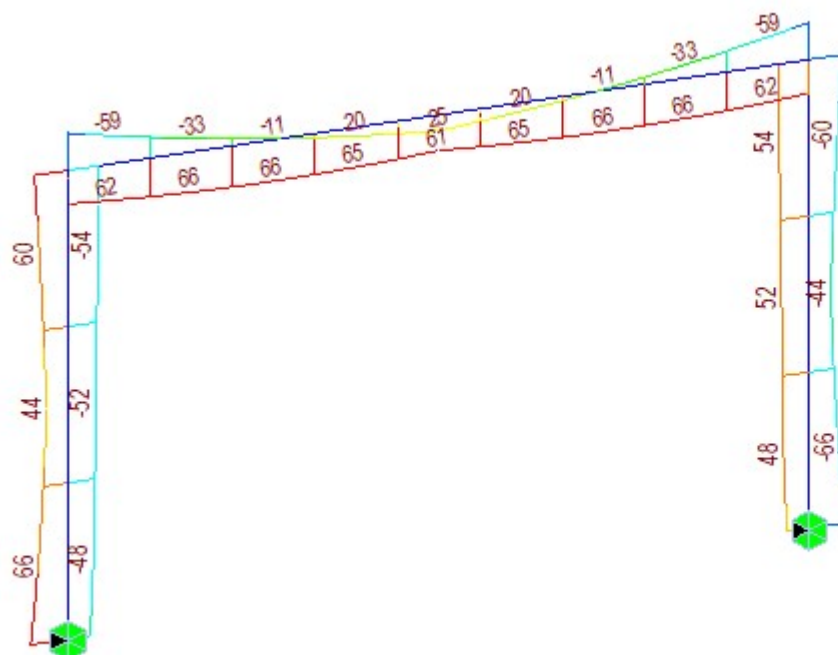
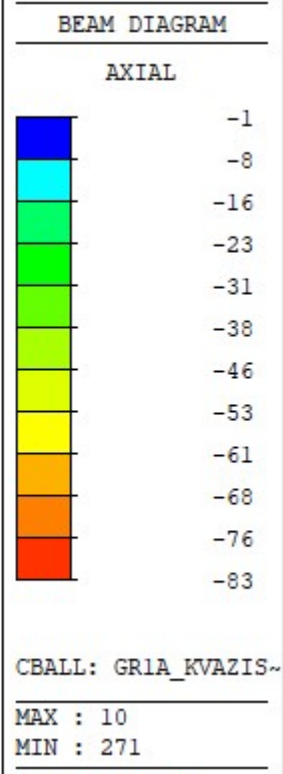
Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro železobetonové prvky XD, XS, XF požadována šířka trhliny od kvázistálé kombinace zatížení $w_{max}=0.2 \text{ mm}$.

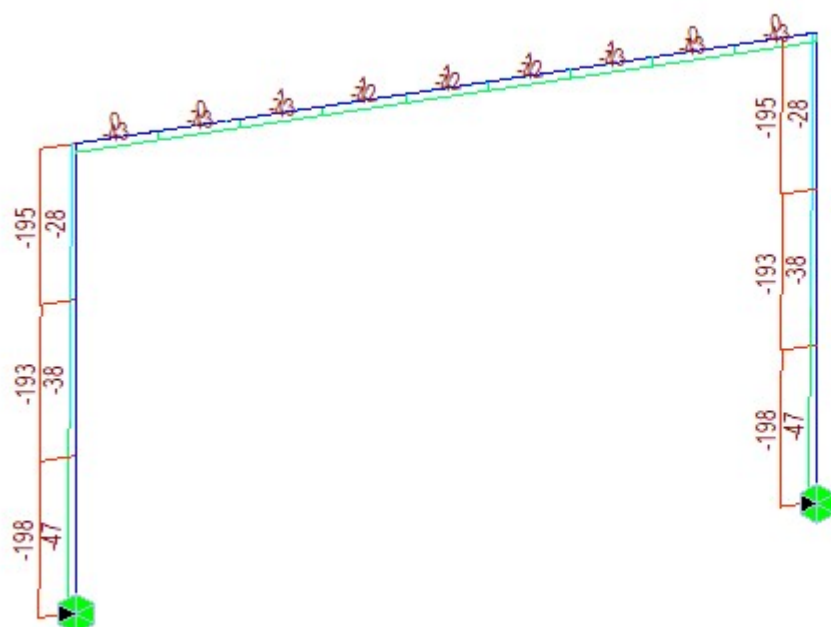
Mezní stav omezení průhybů

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

$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 1 \text{ mm} < \delta_{lim} = 4400/600 = 7 \text{ mm}$$

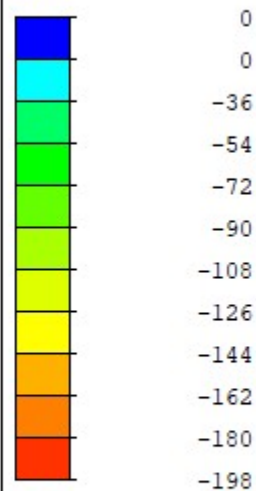
Při betonáži nosné konstrukce bude provedeno takové nadvýšení, aby niveleta komunikace na mostě odpovídala projektovému stavu při působení všech zatížení stálých a poloviny zatížení dopravou na konci životnosti.





BEAM DIAGRAM

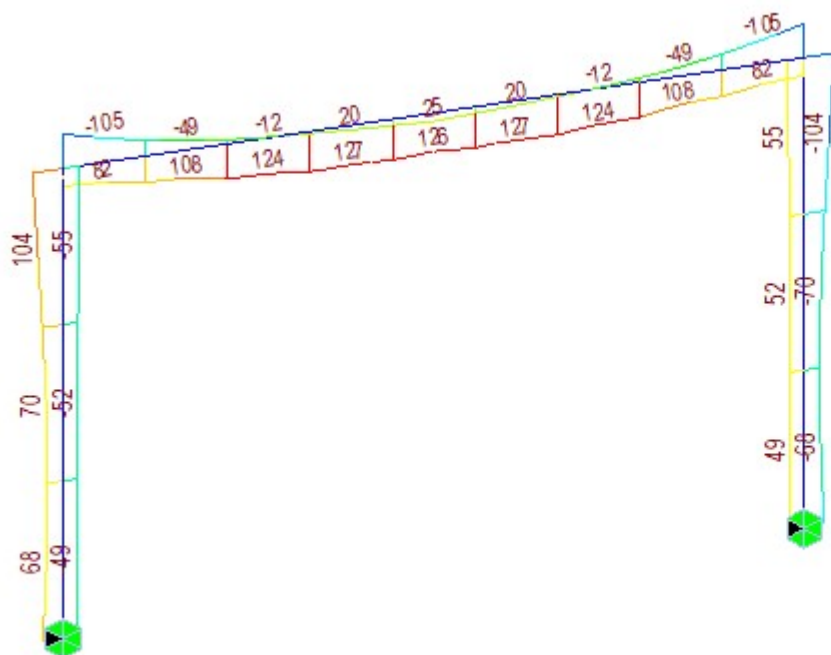
AXIAL



CBALL: GRIA_CASTA

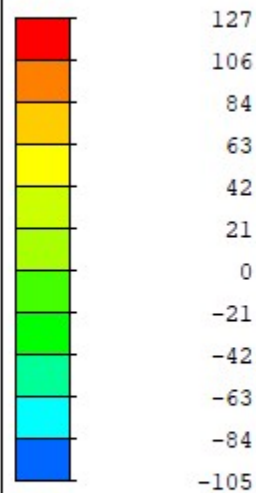
MAX : 10

MIN : 271



BEAM DIAGRAM

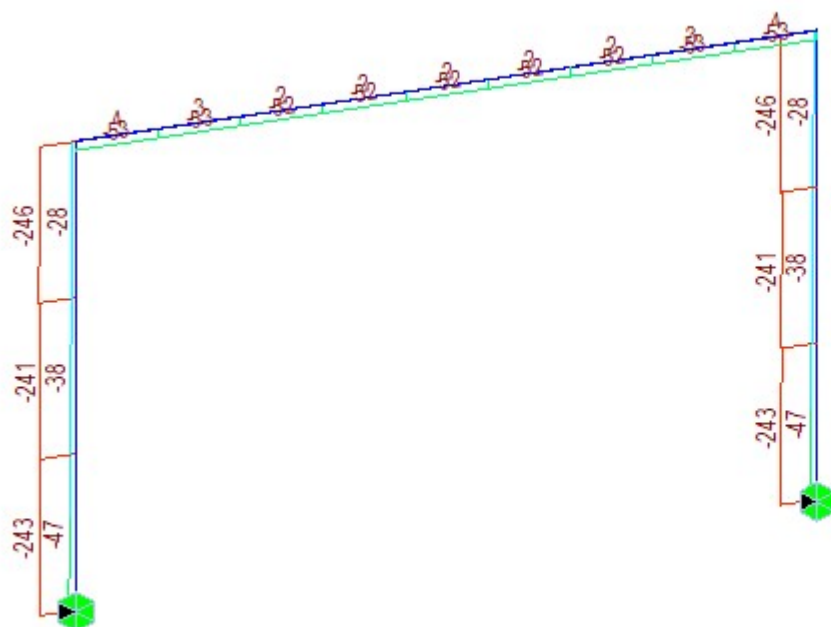
MOMENT-y



CBALL: GRIA_CASTA

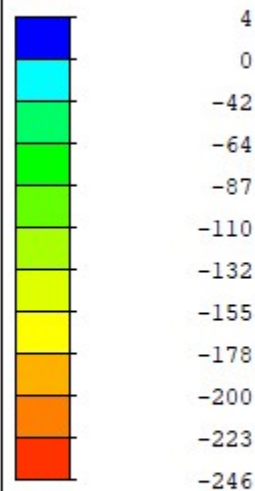
MAX : 13

MIN : 18



BEAM DIAGRAM

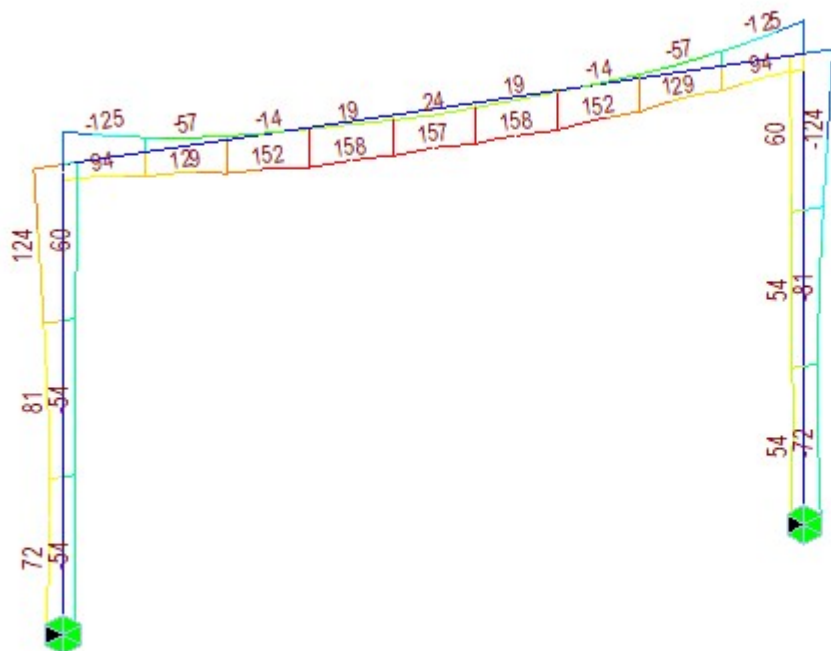
AXIAL



CBALL: GRIA_CHARAK~

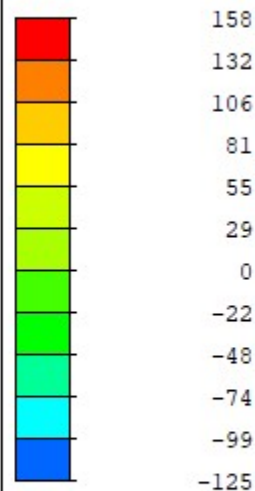
MAX : 10

MIN : 172



BEAM DIAGRAM

MOMENT-y



CBALL: GRIA_CHARAK~

MAX : 13

MIN : 18



4.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačeném 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.

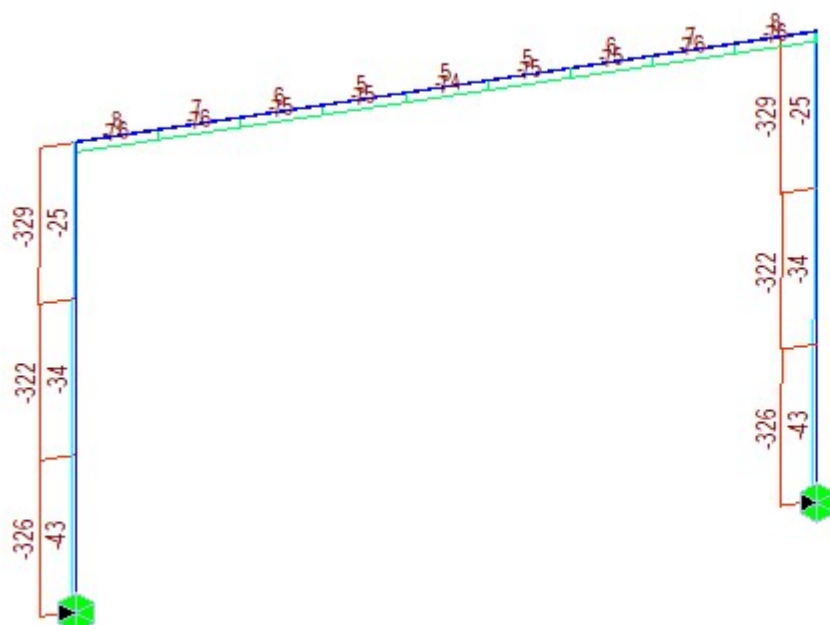
Ohyb a normálová síla

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



BEAM DIAGRAM

AXIAL

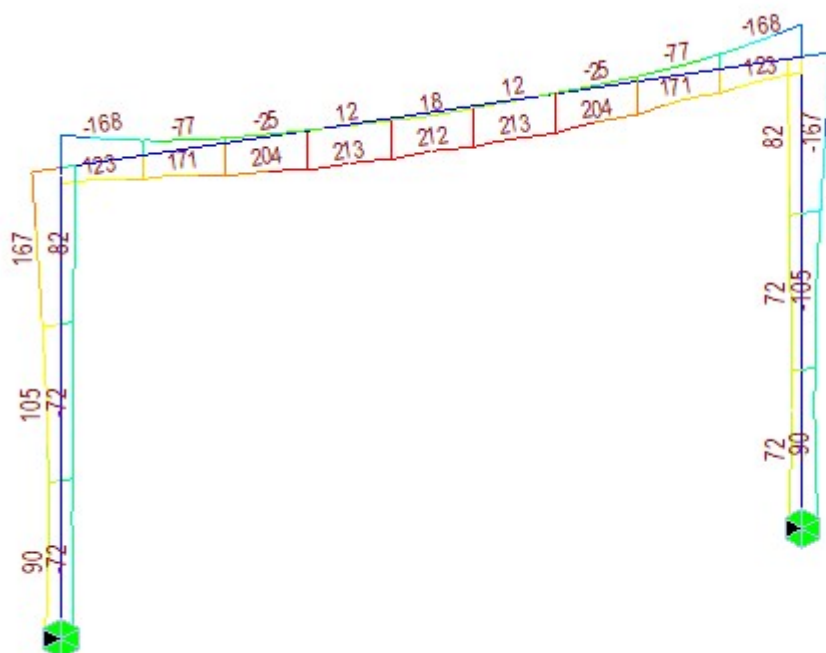


8
0
-53
-84
-115
-145
-176
-207
-237
-268
-298
-329

CBALL: MSU_OBAL

MAX : 10

MIN : 172



BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

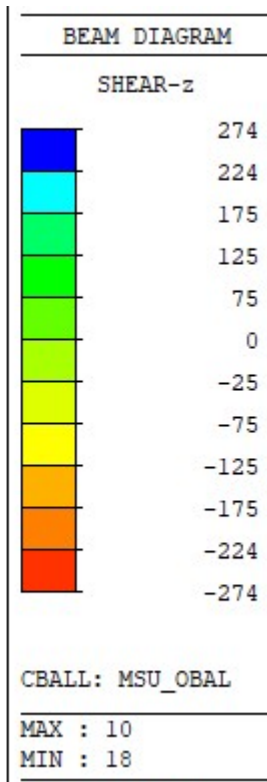
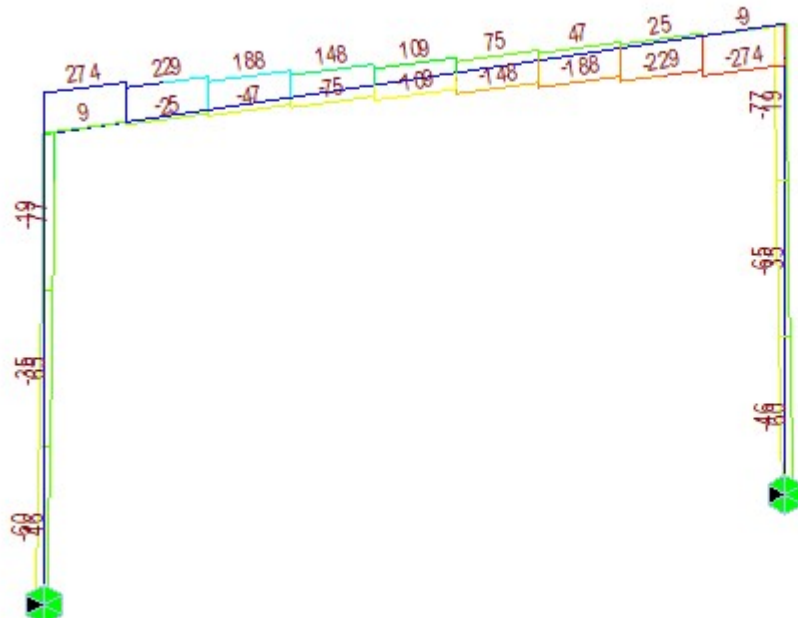


213
178
144
109
74
40
0
-29
-64
-99
-133
-168

CBALL: MSU_OBAL

MAX : 13

MIN : 18





4.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

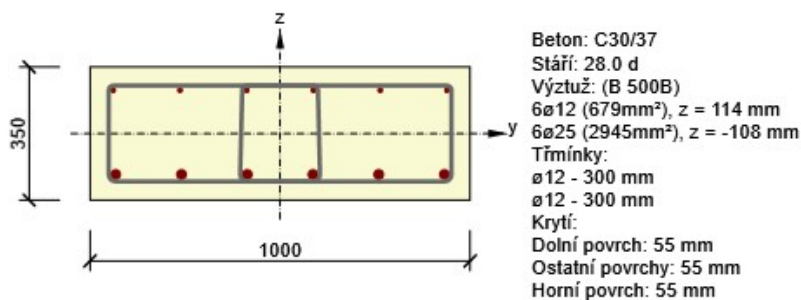
Průřezy jsou navrženy jako železobeton. Posouzený je výsek šířky 1 m.

1 Posouzení řezů

1.1 Řez Rez v poli

1.1.1 Extrém S 4 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Rez v poli



1.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	0.0	0.0	-156.0	0.0	253.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	187.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	68.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Omezení napětí	0.0	187.0	0.0			95.6	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	253.0	0.0			80.1	OK
Smyk	0.0			156.0	0.0	79.3	OK
Interakce	0.0	253.0	0.0	156.0	0.0	91.9	OK
Omezení napětí	0.0	187.0	0.0			95.6	OK
Šířka trhliny	0.0	68.0	0.0			32.6	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

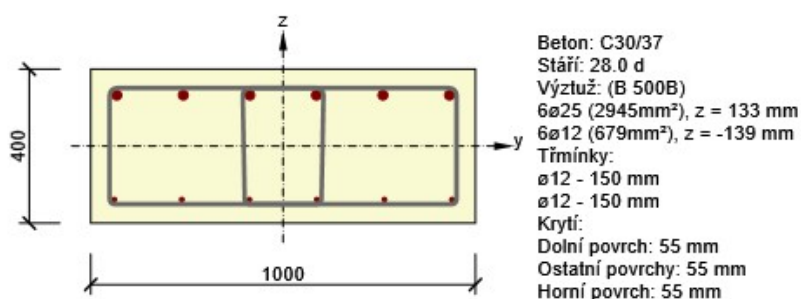


1 Posouzení řezů

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	-293.0	0.0	-226.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	-187.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	-81.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	0.0			293.0	0.0	84.0	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	-226.0	0.0			59.5	OK
Smyk	0.0			293.0	0.0	84.0	OK
Interakce	0.0	-226.0	0.0	293.0	0.0	79.6	OK
Omezení napětí	0.0	-187.0	0.0			73.1	OK
Šířka trhliny	0.0	-81.0	0.0			35.5	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

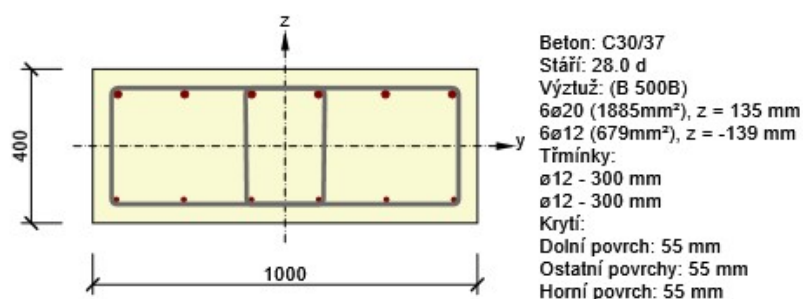


1 Posouzení řezů

1.1 Řez Vetknutí do základu

1.1.1 Extrém S 3 - E 1

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Vetknutí 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	-85.0	0.0	-95.0	0.0	-93.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-88.0	0.0	0.0	0.0	-73.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	-88.0	0.0	0.0	0.0	-67.0	0.0

1.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-85.0			95.0	0.0	49.1	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-85.0	-93.0	0.0			31.6	OK
Smyk	-85.0			95.0	0.0	49.1	OK
Interakce	-85.0	-93.0	0.0	95.0	0.0	49.0	OK
Omezení napětí	-88.0	-67.0	0.0			19.5	OK
Šířka trhliny	-88.0	-67.0	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %



4.4.6 Návrh a posouzení založení

Základ rámu

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : pomocí strukturní pevnosti

Patky

Výpočet pro odvozené 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]	ϕ [°]
1	Třída G1, středně ulehlá		38.50	0.00	21.00	11.00	
2	Třída S3, středně ulehlá		29.50	0.00	17.50	11.00	
3	Třída G3, středně ulehlá		32.50	0.00	19.00	11.00	
4	Třída F4, konzistence pevná $S_r < 0.8$		24.50	33.00	18.50	11.00	

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



Parametry zemin

Třída G1, středně ulehlá

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

d

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

Třída S3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 17.50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$ Modul přetvárnosti : $E_{de} = 15.50 \text{ MPa}$

f

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

t

Třída G3, středně ulehlá

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

f

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

t

Třída F4, konzistence pevná $S_r < 0.8$ Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 24.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 33.00 \text{ kPa}$ Edometrický modul : $E_{oe} = 16.00 \text{ MPa}$

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 $h = 2.00 \text{ m}$

z

Hloubka základové spáry $d = 2.00 \text{ m}$ Tloušťka základu $t = 0.70 \text{ m}$ Sklon upraveného terénu $s = 0.00^\circ$

1

Sklon základové spáry $s = 0.00^\circ$

2

Objemová tíha zeminy nad základem = 19.00 kN/m^3

Statický výpočet



Geometrie konstrukce

Typ základu: excentrická patka

Délka patky $x = 2.00 \text{ m}$ Šířka patky $y = 13.00 \text{ m}$ Šířka sloupu ve směru x $c_x = 0.40 \text{ m}$ Šířka sloupu ve směru y $c_y = 13.00 \text{ m}$ Objem patky $= 18.20 \text{ m}^3$ Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru $x = 1.20 \text{ m}$ Vzdál. osy sloupu od kraje patky ve směru $y = 6.50 \text{ m}$

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, středně ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ $d_s = 0.50 \text{ m}$ Hloubka štěrko-pískového polštáře $h_s = 0.50 \text{ m}$

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

 $f_y = 500.00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

 $f_y = 500.00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3.20	Třída S3, středně ulehlá	
2	1.30	Třída F4, konzistence pevná $S_r < 0.8$	
3	-	Třída G3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Kvazistala	Užitné	2461.00	0.00	-165.00	740.00	0.00
2	ANO		MSU	Návrhové	2130.00	0.00	-312.00	985.00	0.00
3	ANO		MSU2	Návrhové	3710.00	0.00	-495.00	985.00	0.00

Statický výpočet



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
Kvazistala	Ano	0.34	0.00	200.67	412.05	48.70	Ano
Kvazistala	Ne	0.34	0.00	200.67	412.05	48.70	Ano
MSU	Ano	0.46	0.00	220.98	552.47	40.00	Ano
MSU	Ne	0.42	0.00	226.11	607.91	37.20	Ano
MSU2	Ano	0.41	0.00	305.91	744.65	41.08	Ano
MSU2	Ne	0.38	0.00	313.27	774.61	40.44	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 455.00$ kN

Spočtená tíha nadloží $Z = 513.76$ kN

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Kvazistala)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_s = 3.01$ m

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 8.86$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 412.05$ kPa

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 200.67$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (MSU)

Zemní odpor: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Výpočtová velikost zemního odporu $S_p = 282.82$ kN

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

Soudržnost základ-základová spára $a = 0.00$ kPa

Horizontální únosnost základu $R_d = 2790.01$ kN

Extrémní horizontální síla $H = 985.00$ 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 α_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od původního terénu.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 455.00 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 513.76 \text{ kN}$

Výpočet proveden za vyloučení tahu.

Rozměry patky po vyloučení tažených okrajů:

Délka patky $(x) = 1.97 \text{ m}$

Šířka patky $(y) = 13.00 \text{ m}$

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

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

Sednutí středu hrany y - 1 $= 5.2 \text{ mm}$

Sednutí středu hrany y - 2 $= -0.1 \text{ mm}$

Sednutí středu základu $= 5.3 \text{ mm}$

Sednutí charakterist. bodu $= 3.2 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{\text{def}} = 102.22 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ($k=13.84$)

Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0.05$)

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 5.3 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 3.41 \text{ m}$

Natočení ve směru x $= 2.617 \text{ (tan*1000)}$

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

Dimenzace čís. 1

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnejpříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru x

Profil vložky $= 16.0 \text{ mm}$

Počet vložek $= 4$

Krytí výztuže $= 40.0 \text{ mm}$

Šířka průřezu $= 13.00 \text{ m}$

Výška průřezu $= 0.70 \text{ m}$

Stupeň vyztužení $\alpha = 0.01 \% < 0.15 \% = \alpha_{\text{min}}$

Průřez NEVYHOVUJE ; nutno přidat výztuž.

Posouzení podélné výztuže základu ve směru y

Tloušťka základu je větší než max.vyložení, výztuž není nutná.

Posouzení patky na protlačení

Normálová síla v sloupu $= 3710.00 \text{ kN}$

Statický výpočet



Tlaková diagonála na obvodu sloupu

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	742.01 kN
Síla přenášená smykovou pevností ŽB	=	2967.99 kN
Uvažovaný obvod sloupu	u_0	= 1.96 m
Smykové napětí na obvodu sloupu	$v_{Ed,m}$	= 3.20 MPa
	ax	
Únosnost tlakové diagonály na obvodu sloupu	$v_{Rd,m}$	= 5.28 MPa
	ax	

Kritický průřez bez smykové výztuže

Síla přenesená roznášením do zákl. půdy	=	3064.48 kN
Síla přenášená smykovou pevností ŽB	=	645.52 kN
Vzdálenost průřezu od sloupu	=	0.65 m
Délka průřezu	u_{cr}	= 13.00 m
Smykové napětí na průřezu	v_{Ed}	= 0.11 MPa
Únosnost nevyztuženého průřezu	$v_{Rd,c}$	= 0.74 MPa

$v_{Ed} < v_{Rd,c} \Rightarrow$ Výztuž není nutná

Patka na protlačení VYHOVUJE



5 Závěr

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

Benešov u Semil 11/2018

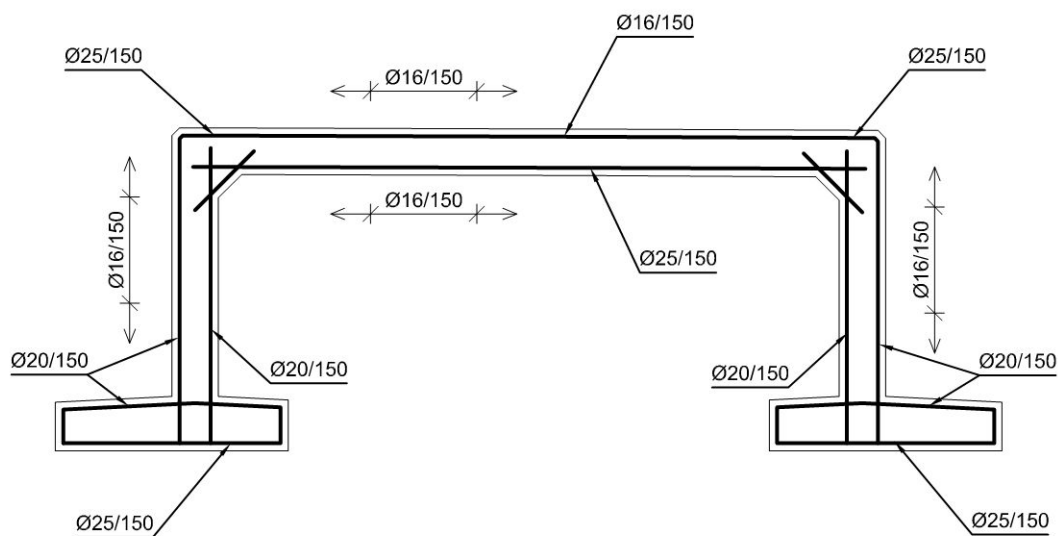
Ing. Ondřej Svoboda



6 Schéma výztuže

Schéma betonářské výztuže nosné konstrukce

PODÉLNÝ ŘEZ



PŘÍČNÝ ŘEZ

