

## INVESTOR

KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC  
KARLOVARSKÉHO KRAJE

Chebská 282, 356 04 Sokolov



## SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 210 46 - 1

## STAVBA

MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 210 46 - 1  
TISOVÁ U KRASLIC  
PŘES BUBLAVSKÝ POTOK

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

Prašná 2324, 407 47 Varnsdorf

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

web: www.sawconsulting.cz

e-mail: info@sawconsulting.cz

## VYPRACOVAL

Ing. Libor Vykoukal

## ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

Ing. Libor Vykoukal

## TECHNICKÁ KONTROLA

Ing. Igor Bálik

## INVESTOR

## ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO

## KSÚS KK

2018-043

## DATUM

10/2018

## STUPEŇ

DSP/PDPS

## MĚŘÍTKO

## PŘÍLOHA

## STATICKÝ VÝPOČET

## Č. PŘÍLOHY

8

## PARÉ



## Obsah

<b>1. Identifikační údaje stavby</b>	<b>3</b>
<b>2. Základní údaje o objektu</b>	<b>3</b>
1.1 Technický popis konstrukce	4
1.2 Výpočetní model	5
1.3 Výpočetní pomůcky	5
1.4 Přehled využívaných norem a použité literatury	5
1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu	5
1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu	5
<b>2 Grafické přílohy statického výpočtu</b>	<b>6</b>
2.1 Půdorys	6
2.2 Podélný řez	6
2.3 Příčný řez	7
<b>3 Výpočet</b>	<b>8</b>
3.1 Konstrukce	8
3.1.1 Schéma konstrukce	8
3.1.2 Předpokládaný postup výstavby	8
3.2 Materiály	9
3.2.1 Beton	9
3.2.2 Betonářská výztuž	9
3.3 Zatížení	9
3.3.1 Zatížení stálé	9
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	9
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	10
<u>Zemní tlak</u>	10
3.3.2 Pokles podpěr	10
3.3.3 Zatížení proměnné	10
<u>Zatížení dopravou</u>	10
Model zatížení 1 (LM1)	10
Model zatížení 2 (LM2)	11
Model zatížení 3 (LM3)	11
Brzdné a rozjezdové síly	11
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	12
3.3.4 Kombinace zatížení	13
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	13
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	13
3.4 Nosná konstrukce	13
3.4.1 Postup výstavby	13
3.4.2 Vnitřní síly	14
3.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	21
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	21
<u>Mezní stav omezení trhlin</u>	21
<u>Mezní stav omezení průhybů</u>	21
3.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	25
<u>Ohyb a normálová síla</u>	25
3.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce	27



3.4.6 Návrh a posouzení založení .....	30
<u>Základ rámu</u> .....	30
3.4.7 Posouzení pažení – kotvená část .....	33
3.4.8 Únosnost proti vytažení kotvy .....	49
<b>4 Závěr .....</b>	<b>49</b>

## 1. Identifikační údaje stavby

<b>Stavba</b>	<b>Modernizace mostu ev. č. 210 46-1 Tisová u Kraslic přes Bublavský potok</b>
<b>Objekt číslo</b>	<b>SO 201</b>
<b>Název objektu</b>	<b>Modernizace mostu ev. č. 210 64-1</b>
<b>Kraj</b>	CZ041 Karlovarský
<b>Obec</b>	560472 Kraslice (okres Sokolov)
<b>Katastrální území</b>	673251 Tisová u Kraslic (okres Sokolov) 673269 Zelená Hora u Kraslic (okres Sokolov)
<b>Investor</b>	<b>Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace</b> Chebská 282 356 04 Sokolov
<b>Uvažovaný správce objektu</b>	<b>Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje, příspěvková organizace</b> Chebská 282 356 04 Sokolov
<b>Projektant objektu</b>	<b>S.A.W. Consulting s r. o.</b> středisko Ústí nad Labem Masarykova 633/318, 400 01 Ústí nad Labem Ing. Libor Vykoukal tel. 607 930 191 III/210 46
<b>Pozemní komunikace</b>	III/210 46
<b>Staničení na komunikaci</b>	-
<b>Zatížení</b>	Zatížení dle ČSN EN 1991
<b>Účel dokumentace</b>	<b>Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění stavby – DSP/PDPS</b>

## 2. Základní údaje o objektu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 15:

odstavec a)	most na pozemní komunikaci
odstavec b)	—
odstavec c)	přes vodoteč
odstavec d)	o 1 poli
odstavec e)	jednopodlažní
odstavec f)	s horní mostovkou
odstavec g)	nepohyblivý
odstavec h)	trvalý
odstavec i)	v přímé
odstavec j)	šikmý
odstavec k)	s normovanou zatížitelností
odstavec l)	masivní
odstavec m)	plnostěnný
odstavec n)	rámový
odstavec o)	otevřeně uspořádaný
odstavec p)	s neomezenou volnou výškou



<i>Charakteristika objektu</i>	Most na silnici III/210 46, jednopolový, s horní mostovkou, šikmý, trvalý, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	3,16 m kolmá
<i>Délka mostu</i>	5,30 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	4,16 m kolmá
<i>Rozpětí</i>	3,66 m kolmé
<i>Šikmost mostu</i>	levá
<i>Volná šířka mostu</i>	7,5 m
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	-
<i>Šířka mostu</i>	8,1 m
<i>Výška mostu nad terénem</i>	3,185 m v ose mostu
<i>Stavební výška</i>	0,585 m v ose mostu
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	24,021 m <sup>2</sup>
<i>Důležitá upozornění</i>	-

### 1.1 Technický popis konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří polorám ze železobetonu. Rám na jedno pole s rozpětím 3,16 m. Most je šikmý s šikmostí 78,28°. Příčný řez tvoří deska proměnné výšky 0,462 - 0,5 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu a mají tloušťku 0,5 m. Založení rámu je plošné.

## 1.2 Výpočetní model

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.

## 1.3 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

## 1.4 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

## 1.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DSP/PDPS, S.A.W. CONSULTING s.r.o.

## 1.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

**Ing. Libor Vykoukal**

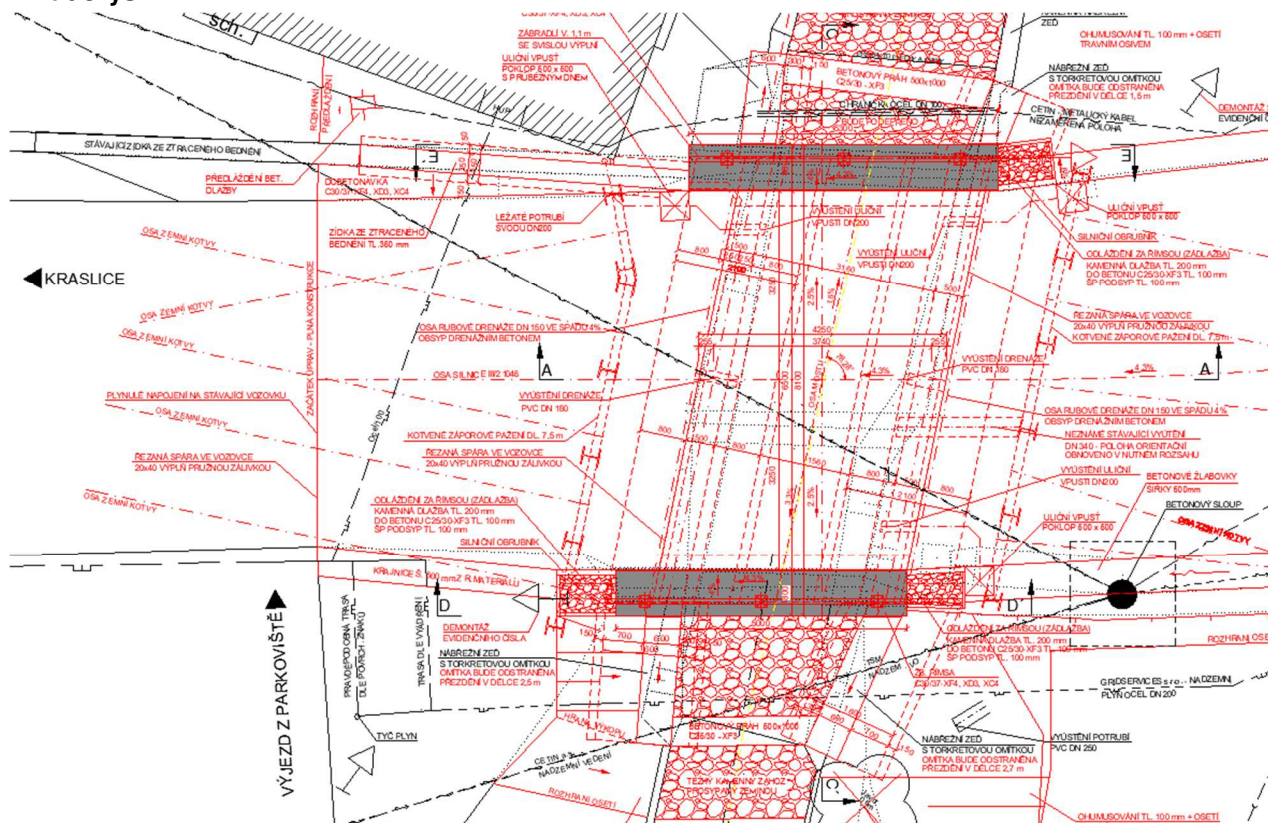
Projektant v oboru mosty a inženýrské konstrukce

.....  
Ing. Libor Vykoukal

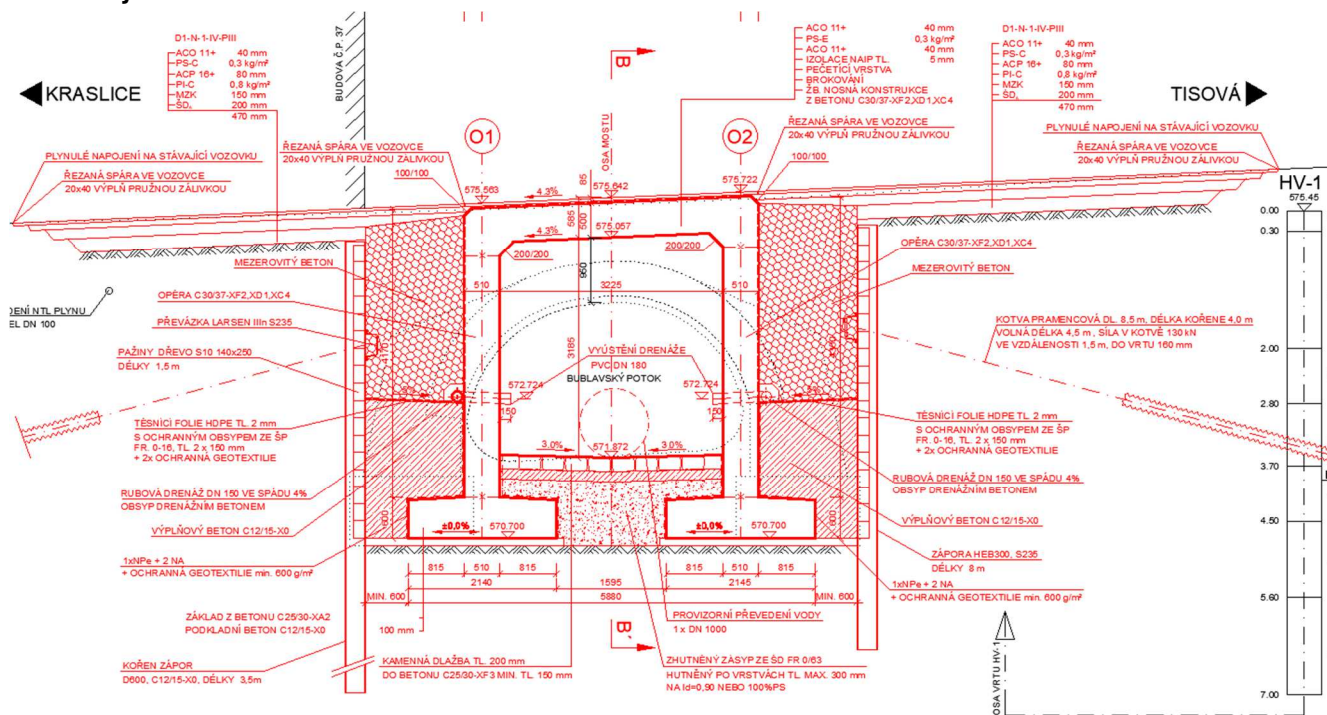
V Liberci , červen 2018

## 2 Grafické přílohy statického výpočt

## 2.1 Pūdorys

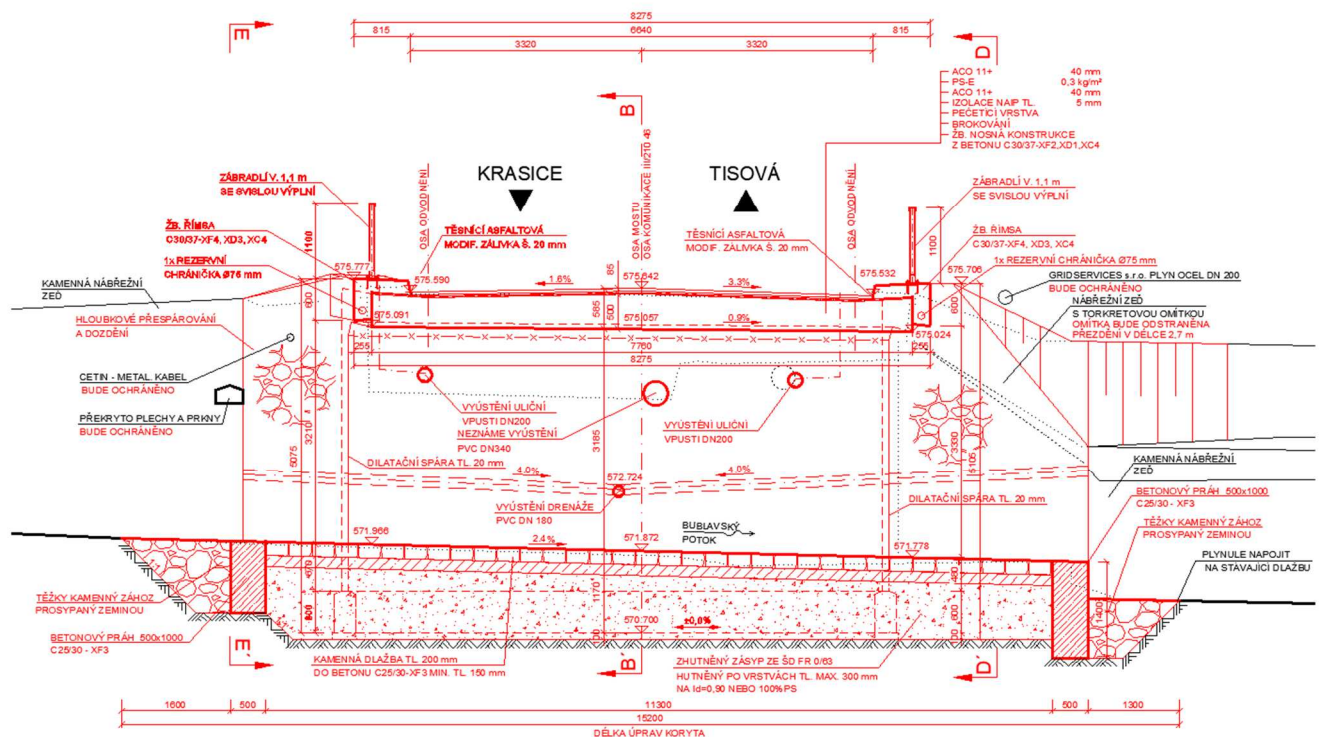


## 2.2 Podélný řez



### 2.3 Příčný řez

ŘEZ B-B' M1:50



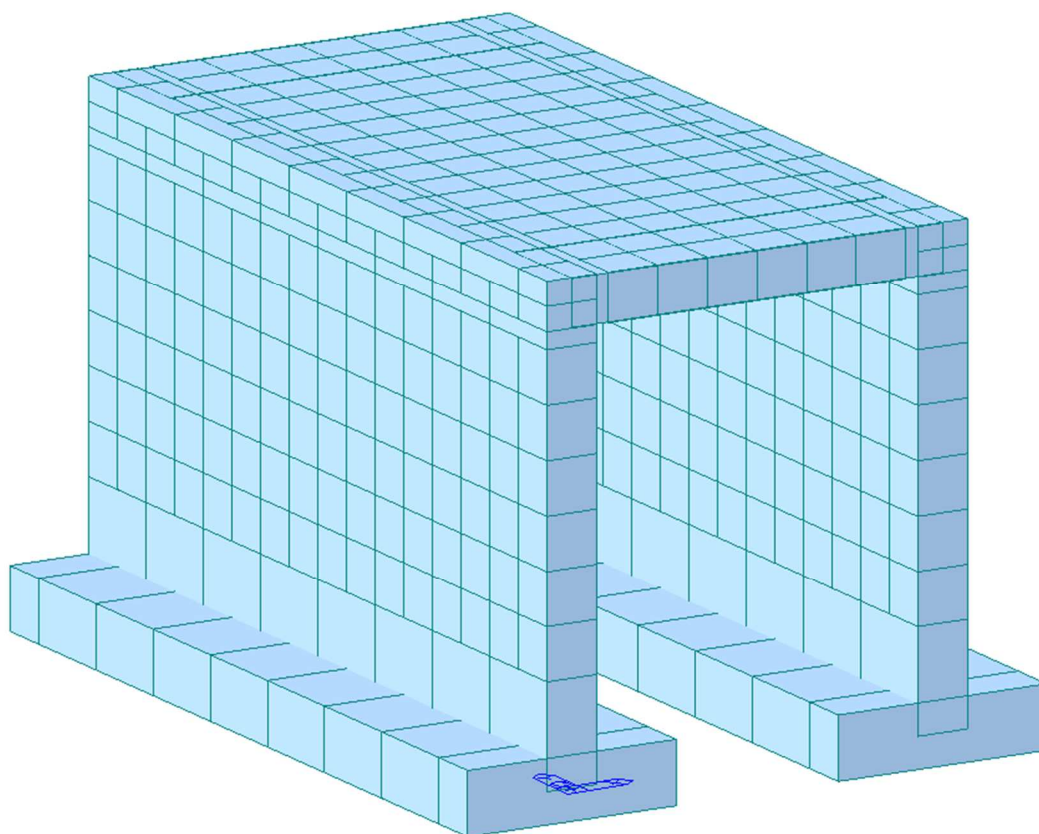


### 3 Výpočet

#### 3.1 Konstrukce

##### 3.1.1 Schéma konstrukce

Přes výpočet mostu byl vytvořen rážový model i s založením mostu. Konstrukce je v podélném směru rozdělena na 8 nosníků, které jsou příčně spojeny. Příčné vazby jsou po 0,5 m.



##### 3.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	zhotovení základů
14 dní	betonáž svislých stěn
28 dní	betonáž nosné konstrukce
60 dní	zhotovení mostního svršku
90 dní	uvodnění do provozu
100 let	konec životnosti.

### 3.2 Materiály

#### 3.2.1 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:	$\nu = 0,2$

Beton:	C20/25
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 31\,000 \text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 13 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

#### 3.2.2 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:	$E_s = 200 \text{ GPa}$

### 3.3 Zatížení

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

#### 3.3.1 Zatížení stálé

##### Vlastní tíha nosné konstrukce

Objemová tíha obvyčejného betonu se uvažuje hodnotou 24,0 kN/m<sup>3</sup>. Tato hodnota se zvětší o 1 kN/m<sup>3</sup> pro běžné procento vyztužení. Uvažovaná tíha je 25 kN/m<sup>3</sup>.

Ostatní stálé zatížení

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

- pravá železobetonová římsa  $0,25 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 6,4 \text{ kNm}^{-1}$
- konstrukce vozovky tl. 85 mm  $0,085 \text{ m} \cdot 6,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^{-3} = 13,81 \text{ kNm}^{-1}$
- levá železobetonová římsa  $0,25 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 6,4 \text{ kNm}^{-1}$
- 2 x zábradlí  $2 \cdot 1,0 \text{ kNm}^{-1} = 2 \text{ kNm}^{-1}$
- Celkem  $28,61 \text{ kNm}^{-1}$

Zemní tlak

Zásyp,  $\phi=30^\circ$

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

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

$$\sigma_1 = 0,34 \cdot k_0 \cdot \gamma = 3,35 \text{ kNm}^{-3}$$

$$\sigma_2 = 4,325 \cdot k_0 \cdot \gamma = 43,25 \text{ kNm}^{-3}$$

**3.3.2 Pokles podpěr**

Je uvažovaný nerovnoměrný pokles podpěr 1 mm.

**3.3.3 Zatížení proměnné**Zatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly)  $w = 6,5 \text{ m}$ .

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy:  $w_i = 3,0 \text{ m}$ , 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 <sup>2</sup> )
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

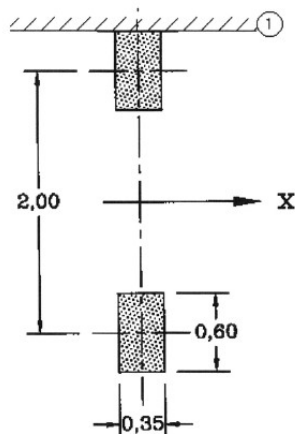
Jednotlivé silové účinky budou přenásobeny regulačním součinitelem dle NA.2.1 pro skupinu pozemních komunikací 2.

Skupina pozemních komunikací	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{q3}$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{q2}$	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a $\alpha_{qr}$
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45 <sup>1)</sup>	1,6	1,6

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

*Model zatížení 2 (LM2)*

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



Obrázek 4.3 – Model zatížení 2

*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.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 0,8 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 3,73 = 294 \text{ kN}$$

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:

$T_{\max} = 38^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{\min} = -32^{\circ}\text{C}$ .

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$T_{e,\max} = 39,5^{\circ}\text{C}$ ,  $T_{e,\min} = -24^{\circ}\text{C}$ .

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

$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -24 - 10 = -34^{\circ}\text{C}$

$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 39,5 - 10 = +29,5^{\circ}\text{C}$

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

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$12,44^{\circ}\text{C} - 0,425 \text{ m}$

$2,94^{\circ}\text{C} - 0,298 \text{ m}$

$0,0^{\circ}\text{C} - 0,170 \text{ m}$

$0,0^{\circ}\text{C} - 0,128 \text{ m}$

$1,63^{\circ}\text{C} - 0,0 \text{ m}$

Ochlazení (měřeno zdola)

$-4,8^{\circ}\text{C} - 0,425 \text{ m}$

$-1,5^{\circ}\text{C} - 0,340 \text{ m}$

$0,0^{\circ}\text{C} - 0,234 \text{ m}$

$0,0^{\circ}\text{C} - 0,191 \text{ m}$

$-1,1^{\circ}\text{C} - 0,085 \text{ m}$

$-3,8^{\circ}\text{C} - 0,000 \text{ m}$

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje se.

### 3.3.4 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 – spojité zatížení, zatížení chodci

#### Mezní stavy použitelnosti

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

a) Charakteristická kombinace

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

b) kvazistálá kombinace

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

## 3.4 Nosná konstrukce

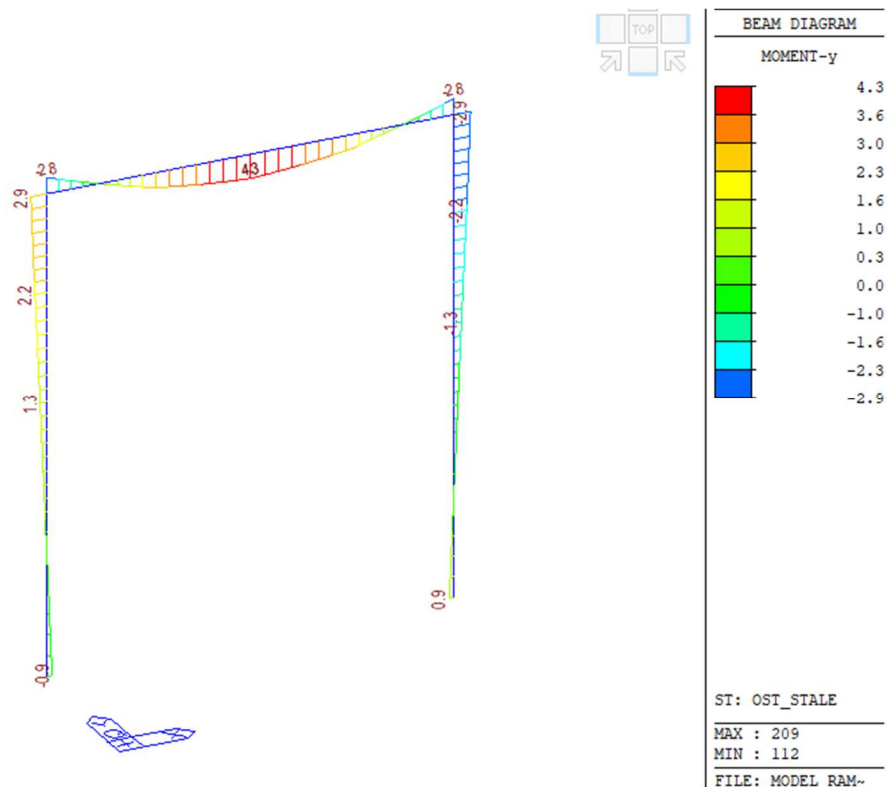
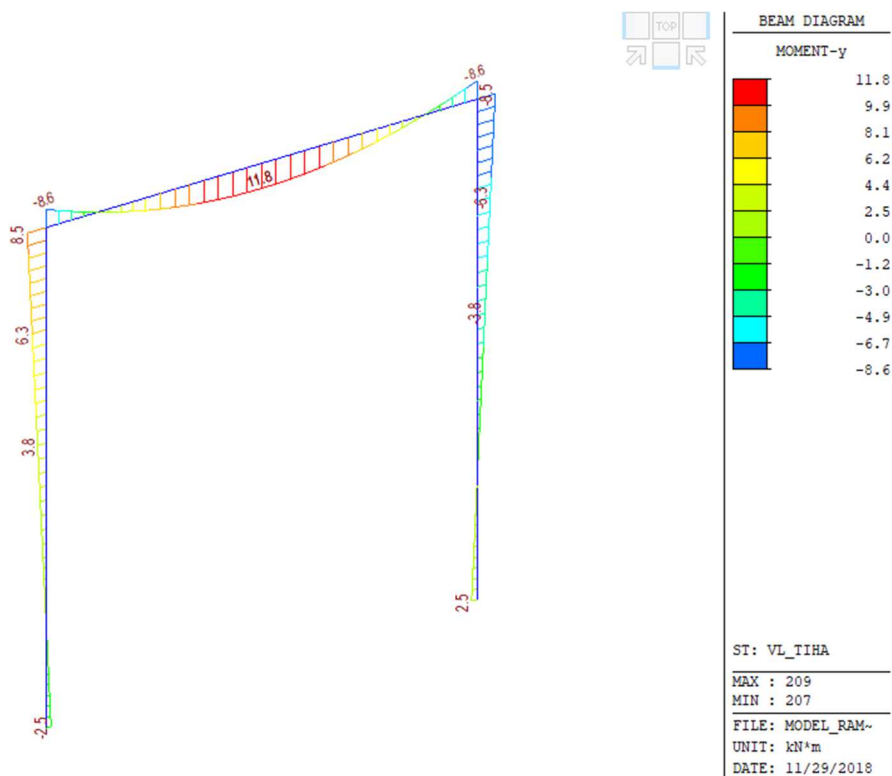
### 3.4.1 Postup výstavby

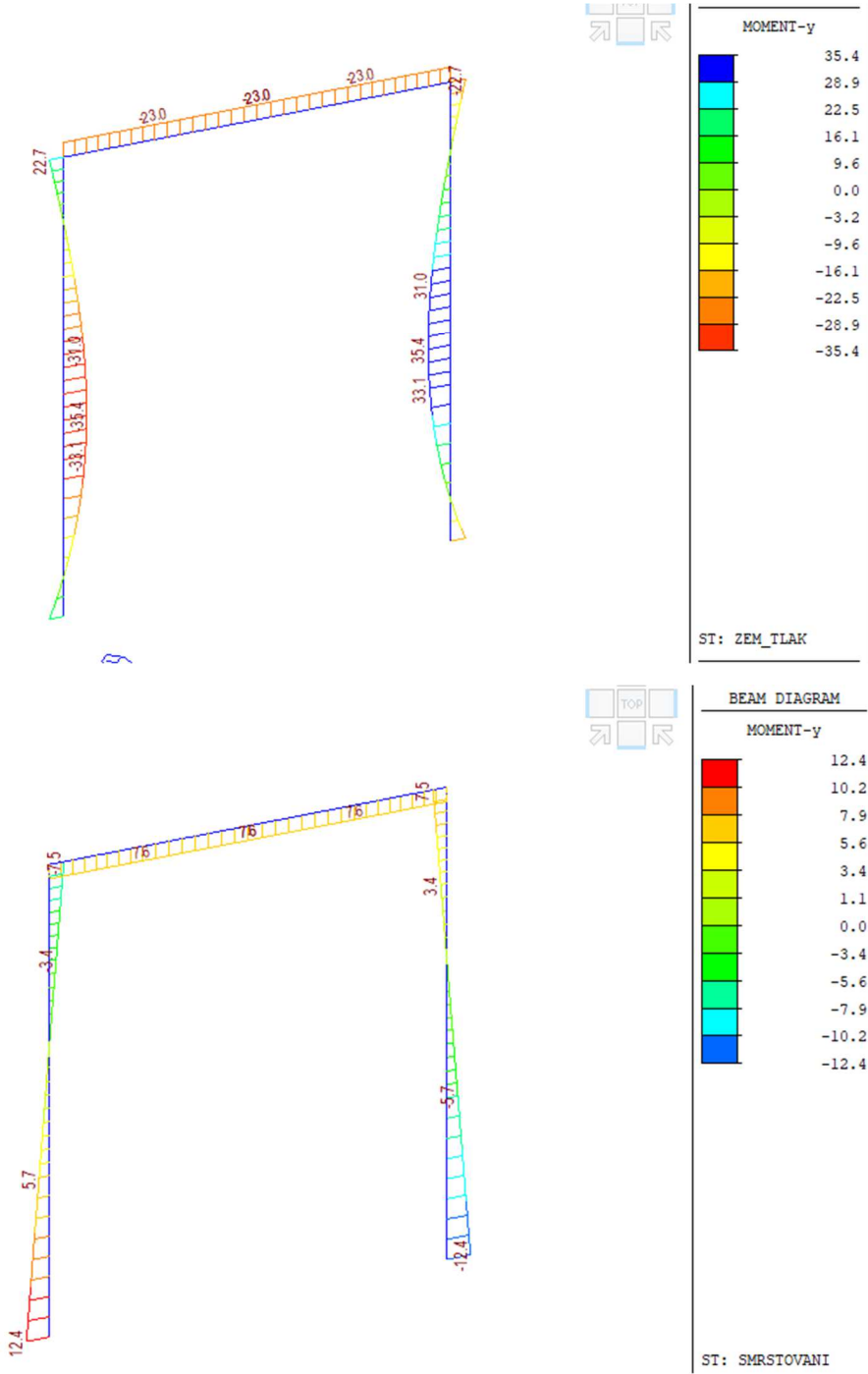
Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	zhotovení základů
14 dní	betonáž svislých stěn
28 dní	betonáž nosné konstrukce
60 dní	zhotovení mostního svršku
90 dní	uvedení do provozu
100 let	konec životnosti.

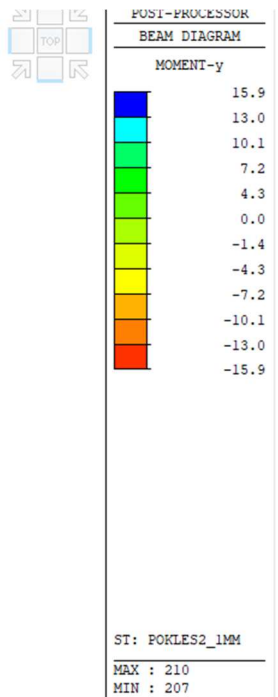
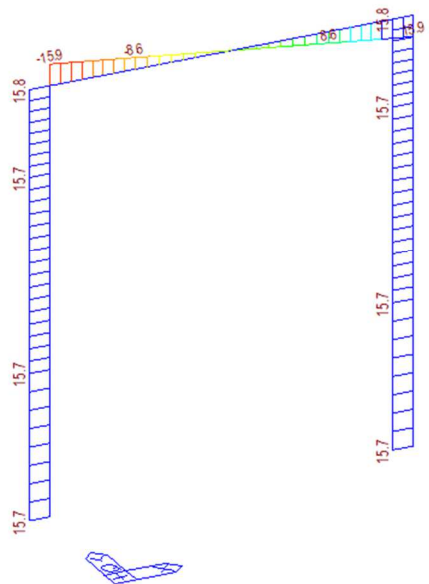
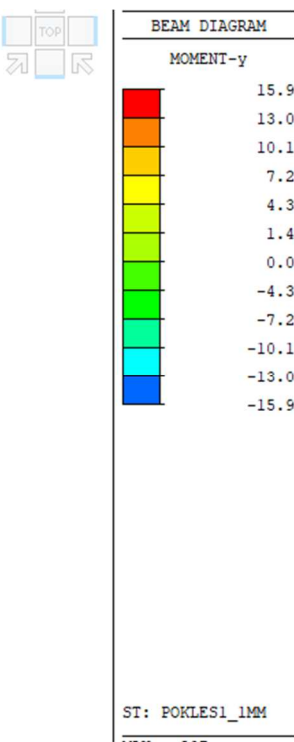
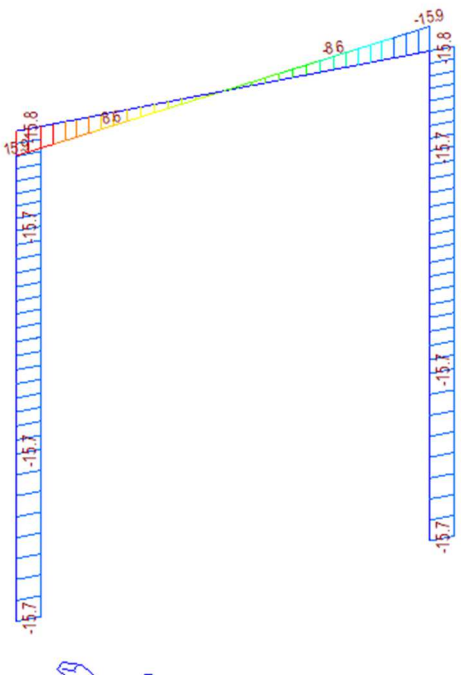
### 3.4.2 Vnitřní síly

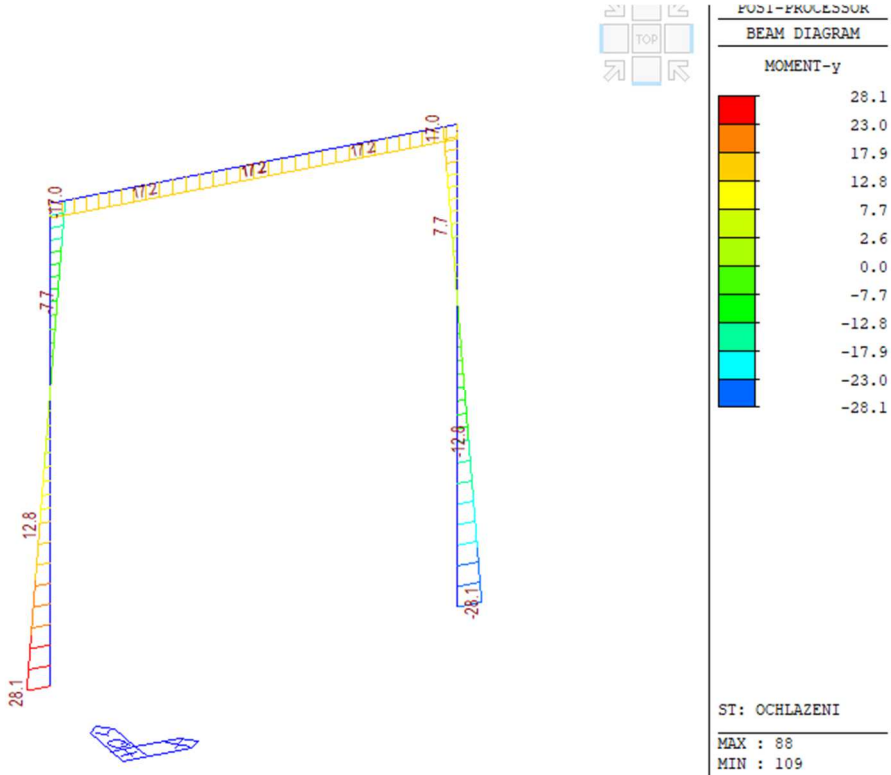
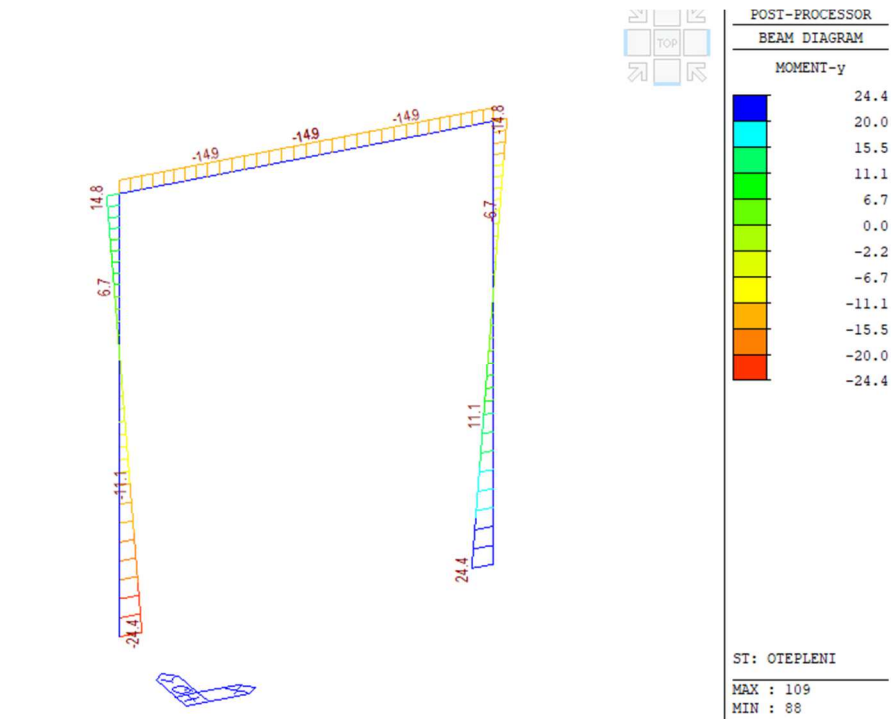
Na následujících obrazcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení.

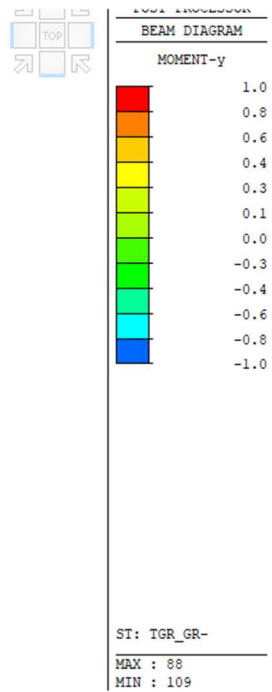
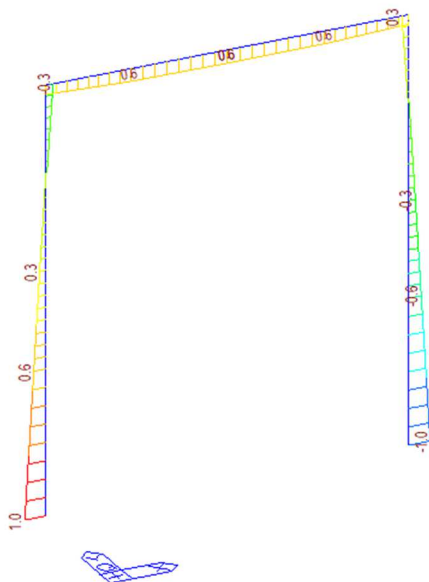
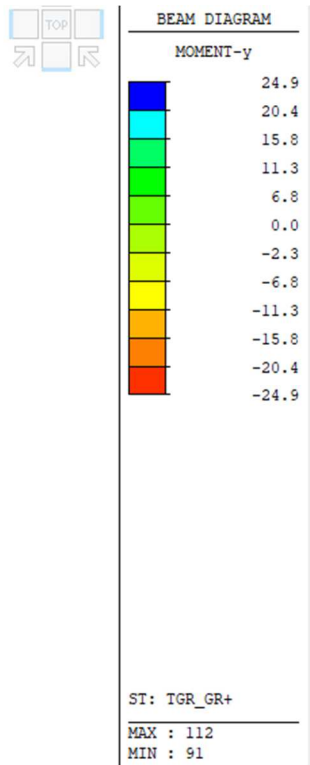
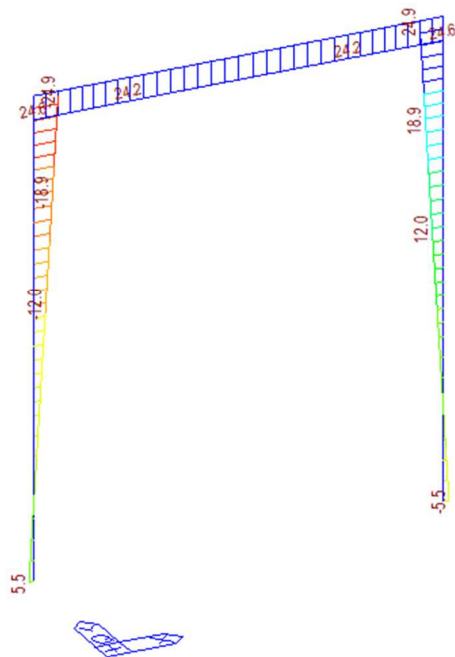


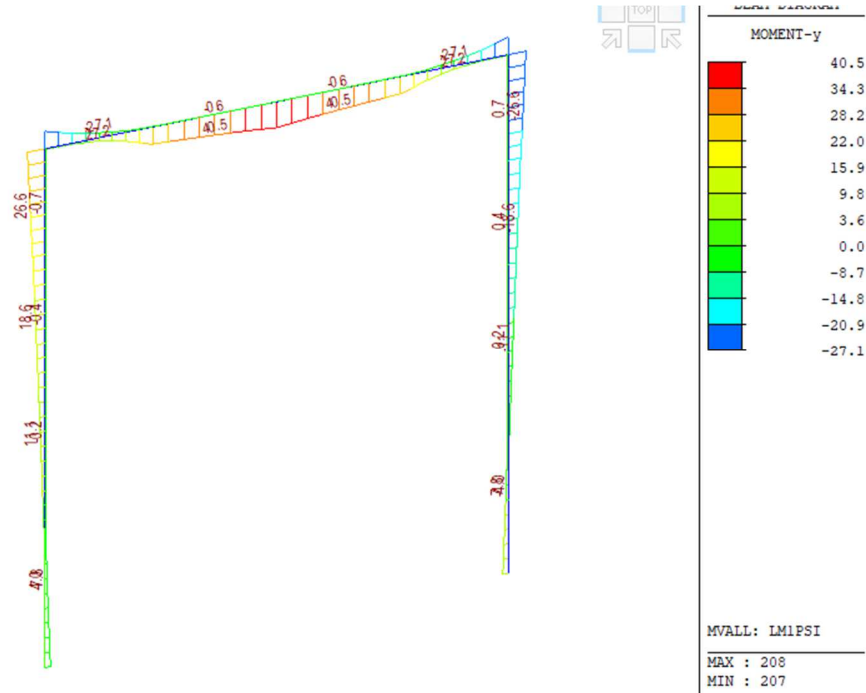
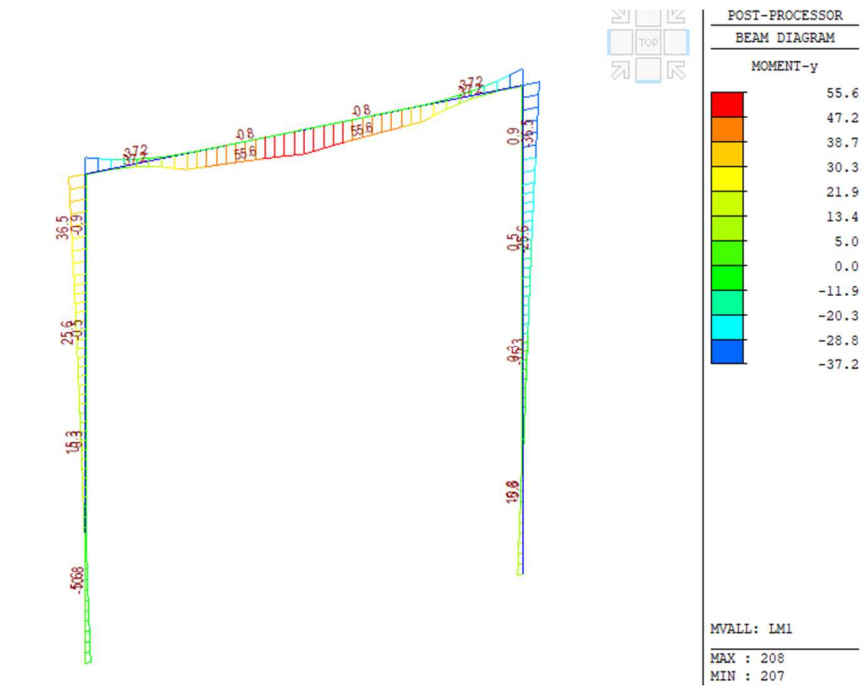


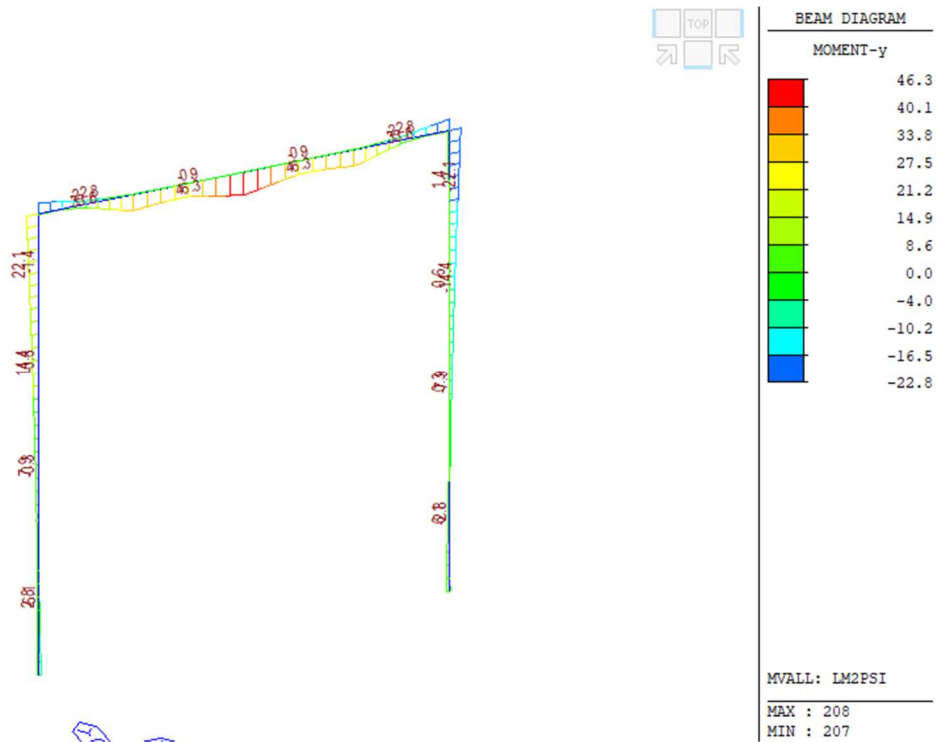
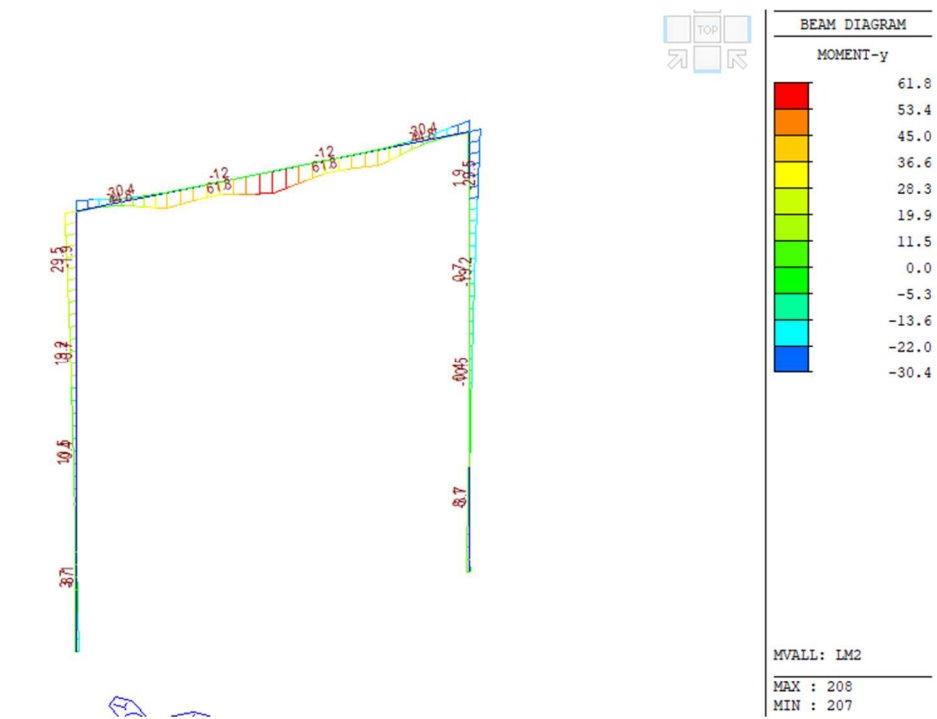












### 3.4.3 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

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 kvázi-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  $w_{max}=0.2 \text{ mm}$ .

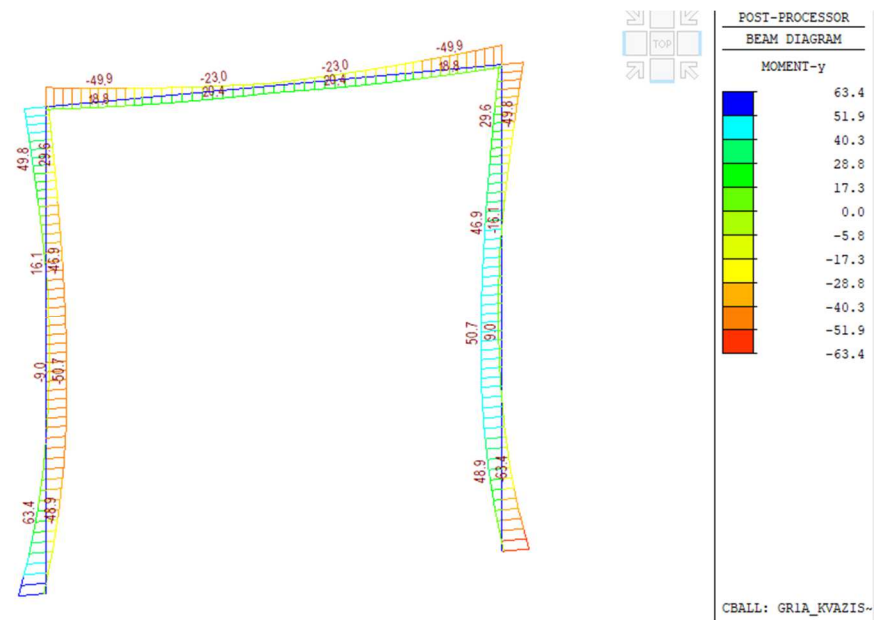
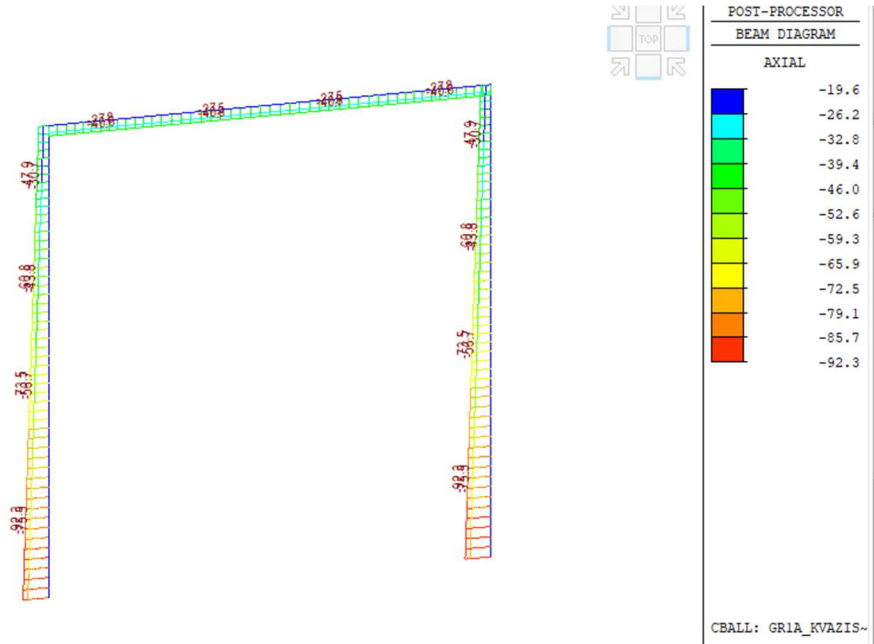
#### Mezní stav omezení průhybů

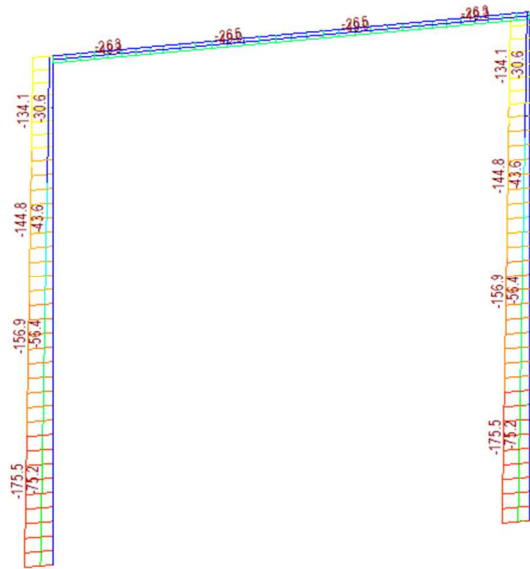
V evropských normách pro navrhování mostů pozemních komunikací nejsou uvedeny pro tyto mosty maximální přípustné hodnoty průhybů nosné konstrukce. Zároveň tyto hodnoty nebyly určeny objednatelem – investorem. Posouzení je tedy pro příklad provedeno z předcházející normy ČSN 73 6207 Navrhování mostních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

$$\text{Spočtený průhyb: } \delta_{max} = 1 \text{ mm} < \delta_{lim} = 3730/600 = 6 \text{ mm}$$

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

Vnitřní síly od kombinací pro MSP





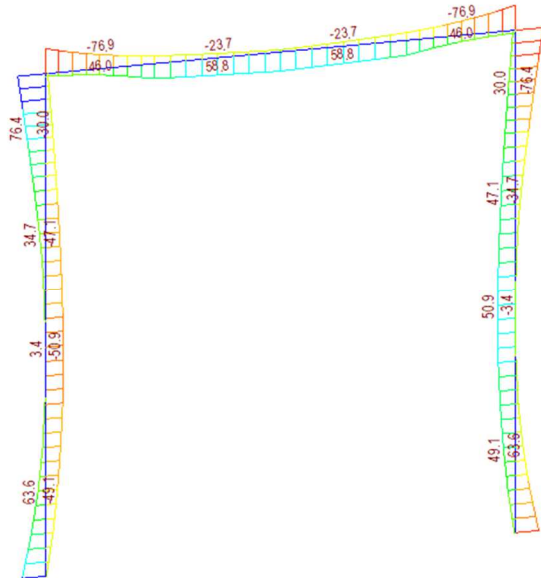
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

AXIAL

	-19.4
	-33.6
	-47.8
	-62.0
	-76.2
	-90.4
	-104.6
	-118.8
	-133.0
	-147.1
	-161.3
	-175.5

CBALL: GRIA\_CASTA



POST-PROCESSOR

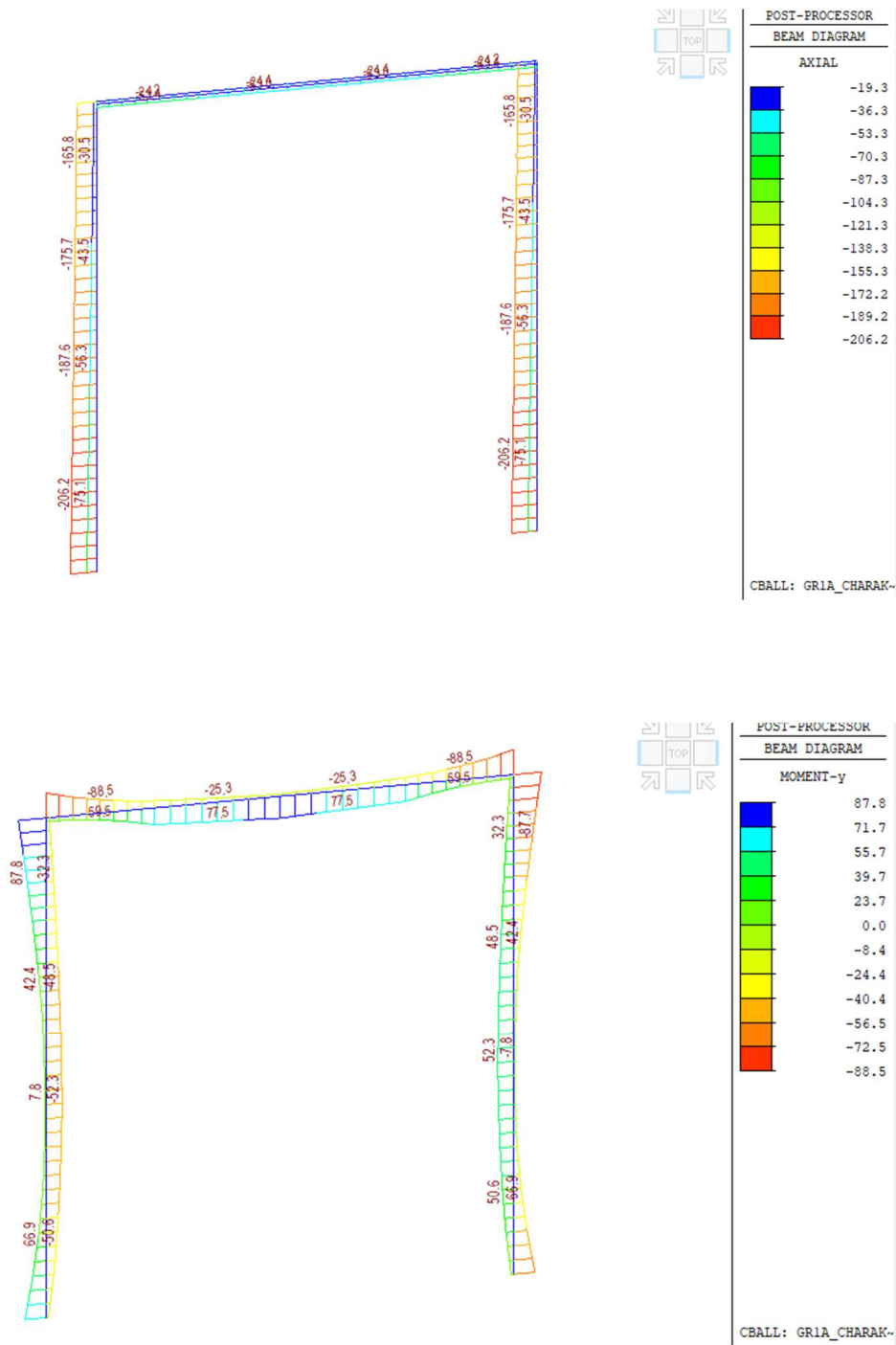
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

	76.4
	62.4
	48.5
	34.6
	20.6
	0.0
	-7.3
	-21.2
	-35.1
	-49.1
	-63.0
	-76.9

CBALL: GRIA\_CASTA





### 3.4.4 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

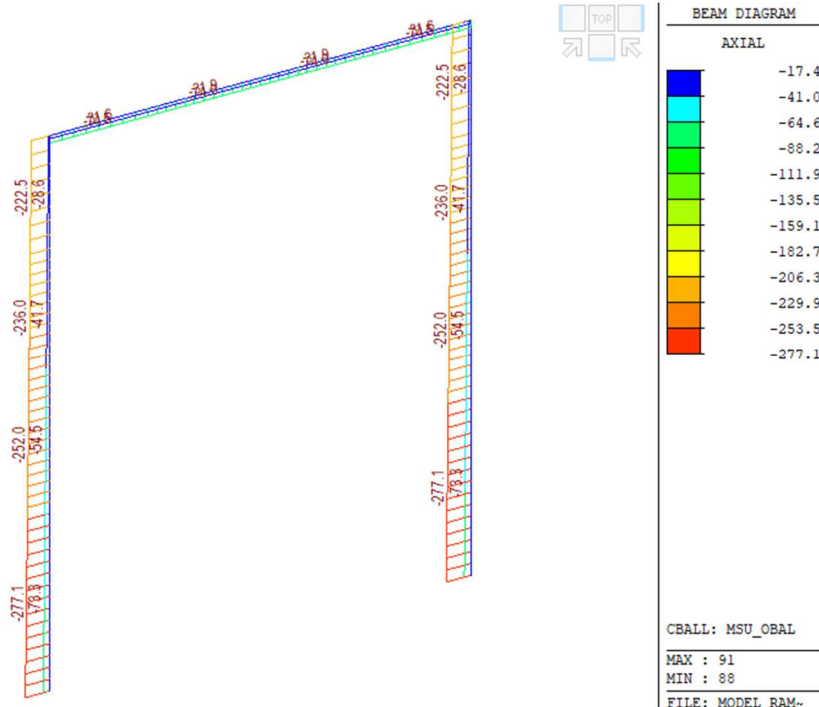
Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdélníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou  $\varepsilon_{cs} = 0,35 \%$ , poměrné přetvoření betonářské výztuže je uvažováno podle pracovní diagram výztuže s vodorovno-plastičkově větví.

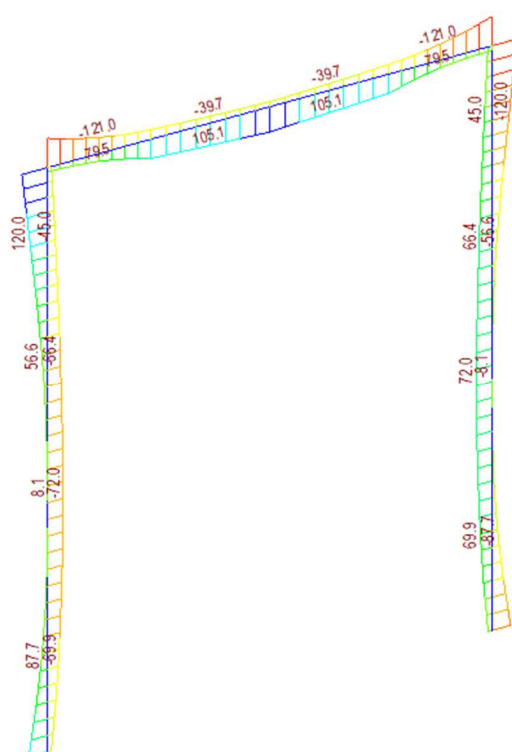
#### Ohyb a normálová síla

Při stanovování mezního momentu únosnosti předjatého betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

- rovinné průřazy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soodržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává

Vnitřní síly od kombinace MSÚ





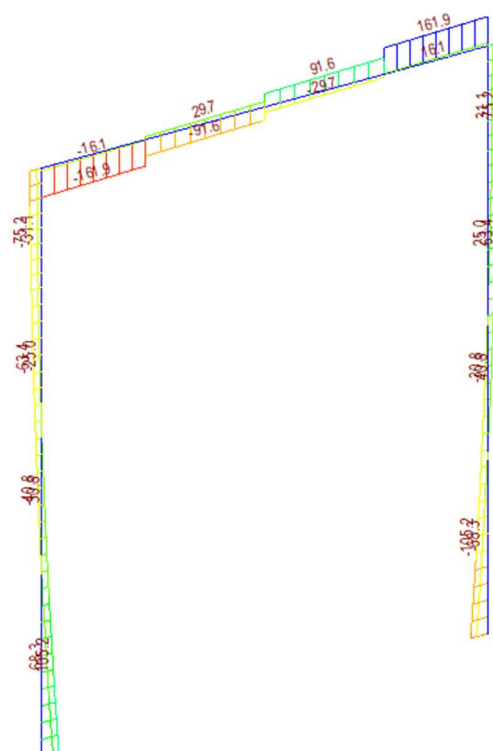
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	120.0
	98.1
	76.2
	54.3
	32.4
	0.0
	-11.5
	-33.4
	-55.3
	-77.2
	-99.1
	-121.0













CBALL: MSU\_OBAL

MAX : 91

MIN : 207

FILE • MODFI. RAM...



POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	161.9
	132.5
	103.0
	73.6
	44.2
	0.0
	-14.7
	-44.2
	-73.6
	-103.0
	-132.5
	-161.9

CBALL: MSU\_OBAL

MAX : 210

MIN : 207

1977 1978 1979

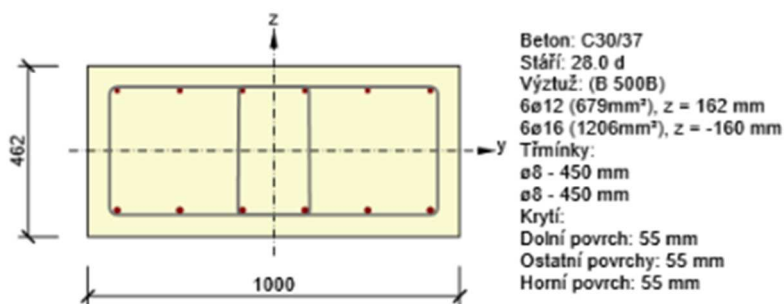
### 3.4.5 Posouzení průřezů nosné konstrukce

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

V poli

#### 2.1.1 Extrém S 1 - E 1\_ dolní vlákna

Dimenzační dílec	Ram přeliv
Vyztužený průřez	Rez v poli



#### 2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-21.0	0.0	91.6	0.0	105.1	0.0
Celkové	Charakteristická	-53.0	0.0	0.0	0.0	87.8	0.0
Celkové	Kvazistálá	-40.8	0.0	0.0	0.0	20.4	0.0

#### 2.1.1.2 Souhrn

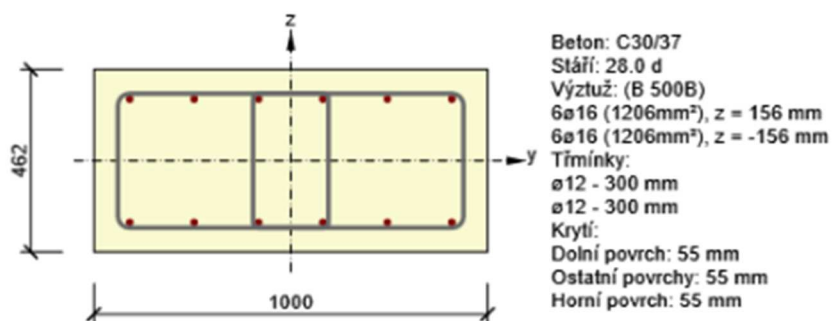
Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-21.0	105.1	0.0	91.6	0.0	60.6	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-21.0	105.1	0.0			48.3	OK
Smyk	-21.0			91.6	0.0	53.4	OK
Interakce	-21.0	105.1	0.0	91.6	0.0	60.6	OK
Omezení napětí	-53.0	87.8	0.0			13.9	OK
Šířka trhliny	-40.8	20.4	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

## 2.1.1 Extrém S 1 - E 1 - horní povrch



Dimenzační dílec	Ram příčel
Vyztužený průřez	Rámový roh - horní povrch



## 2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly



Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-74.5	0.0	162.0	0.0	-121.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-24.2	0.0	0.0	0.0	-88.5	0.0
Celkové	Kvazistálá	-27.8	0.0	0.0	0.0	-49.0	0.0

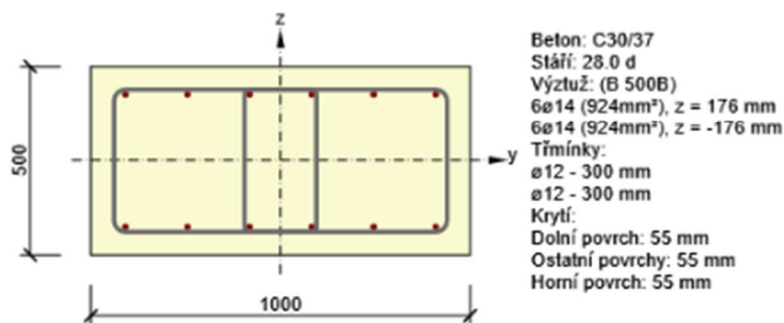
## 2.1.1.2 Souhrn



Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-74.5			162.0	0.0	76.6	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-74.5	-121.0	0.0			51.5	OK
Smyk	-74.5			162.0	0.0	76.6	OK
Interakce	-74.5	-121.0	0.0	162.0	0.0	70.4	OK
Omezení napětí	-24.2	-88.5	0.0			13.5	OK
Šířka trhliny	-27.8	-49.0	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

Dimenzační dílec	Ram
Vyztužený průřez	Vetknutí do základu



## 2.1.1.1 Účinky zatížení - vnitřní síly

Typ zatížení	Typ kombinace	N [kN]	V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]
Celkové	Základní MSÚ	-277.1	0.0	105.2	0.0	-87.7	0.0
Celkové	Charakteristická	-75.1	0.0	0.0	0.0	-66.9	0.0
Celkové	Kvazistálá	-75.5	0.0	0.0	0.0	-63.4	0.0

## 2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-277.1			105.2	0.0	46.7	OK
Typ posudku	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed,y</sub> [kNm]	M <sub>Ed,z</sub> [kNm]	V <sub>Ed</sub> [kN]	T <sub>Ed</sub> [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-277.1	-87.7	0.0			20.6	OK
Smyk	-277.1			105.2	0.0	46.7	OK
Interakce	-277.1	-87.7	0.0	105.2	0.0	43.0	OK
Omezení napětí	-75.5	-63.4	0.0			12.0	OK
Šířka trhliny	-75.5	-63.4	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

### 3.4.6 Návrh a posouzení založení

#### Základ rámu

#### Posouzení plošného základu

##### Vstupní data

##### Projekt

##### Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

##### 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 : procentem Sigma<sub>Or</sub>

Koef. omezení deformační zóny : 10.0 [%]

##### Patky

Výpočet pro odvozené podmínky : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)

Posouzení tažené patky : standardní postup


Dovolená excentricita : 0.333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1.10 [-]	

##### Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	$\varphi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	Třída F3, konzistence tuhá		26.50	12.00	18.00	8.00	

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

##### Parametry zemín

##### Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha :  $\gamma = 18.00$  kN/m<sup>3</sup>Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 26.50^\circ$ Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 12.00$  kPaEdometrický modul :  $E_{oed} = 10.50$  MPaObj. tíha sat. zeminy :  $\gamma_{sat} = 18.00$  kN/m<sup>3</sup>

##### Založení

##### Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu  $h_z = 1.60$  mHloubka základové spáry  $d = 1.40$  mTloušťka základu  $t = 0.60$  mSklon upraveného terénu  $s_1 = 0.00^\circ$



Sklon základové spáry  $s_z = 0.00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = 20.00 kN/m<sup>3</sup>

#### Geometrie konstrukce

##### Typ základu: základový pas

Celková délka pasu = 2.00 m

Šířka pasu (x) = 2.10 m

Šířka sloupu ve směru x = 0.50 m

Objem pasu = 1.26 m<sup>3</sup>/m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

#### Materiál konstrukce

Objemová tíha  $\gamma = 23.00$  kN/m<sup>3</sup>

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

##### Beton : C 20/25

Válcová pevnost v tlaku

$f_{ck} = 20.00$  MPa

Pevnost v tahu

$f_{ctm} = 2.20$  MPa

Modul pružnosti

$E_{cm} = 30000.00$  MPa

##### Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00$  MPa

##### Ocel příčná : B500

Mez kluzu

$f_{yk} = 500.00$  MPa

#### Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1		- 0.00 ... ∞	Třída F3, konzistence tuhá	

#### Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M <sub>y</sub> [kNm/m]	H <sub>x</sub> [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		Kvazistálá	Užitné	92.30	63.40	75.00
2	Ano		MSU, FZmin	Návrhové	85.80	88.40	105.70
3	Ano		MSU, FZmax	Návrhové	277.10	86.50	103.80

#### Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozněné podmínky

#### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

#### Posouzení čís. 1

##### Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	$e_x$ [m]	$e_y$ [m]	$\sigma$ [kPa]	$R_d$ [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU, FZmin	Ano	-0.18	0.00	80.49	149.79	53.73	Ano
MSU, FZmin	Ne	-0.16	0.00	89.26	191.93	46.51	Ano

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 2. (MSU, FZmin)

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 28.98$  kN/m



Spočtená tíha nadloží  $Z = 25.60 \text{ kN/m}$

#### Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy  $z_{sp} = 2.82 \text{ m}$

Dosah smykové plochy  $l_{sp} = 8.07 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy  $R_d = 149.79 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí  $\sigma = 80.49 \text{ kPa}$

#### Svislá únosnost VYHOVUJE

#### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0.085 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0.085 < 0.333$

#### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

#### Posouzení vodorovné únosnosti

Zemní odpor: 2/3 pas., 1/3 v klidu

Výpočtová velikost zemního odporu  $S_{pd} = 39.98 \text{ kN}$

Horizontální únosnost základu  $R_{dh} = 119.00 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla  $H = 105.70 \text{ kN}$

#### Vodorovná únosnost VYHOVUJE

#### Únosnost základu VYHOVUJE

#### Posouzení čís. 1

##### Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu  $\kappa_1$  (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od urovňovaného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu  $G = 28.98 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží  $Z = 25.60 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany  $= 2.9 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1  $= 3.7 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2  $= 2.0 \text{ mm}$

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

##### Sednutí a natočení základu - výsledky

#### Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti  $E_{def} = 6.54 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky tuhý ( $\kappa=106.95$ )

Základ je ve směru šířky tuhý ( $\kappa=990.48$ )

#### Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky  $e_x = 0.060 < 0.333$

Max. excentricita ve směru šířky patky  $e_y = 0.000 < 0.333$

Max. prostorová excentricita  $e_t = 0.060 < 0.333$

#### Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

**Celkové sednutí a natočení základu:**

Sednutí základu = 3.3 mm

Hloubka deformační zóny = 2.19 m

Natočení ve směru šířky = 0.818 (tan\*1000); (4.7E-02°)

**3.4.7 Posouzení pažení – kotvená část****Vstupní data****Projekt****Nastavení**

Standardní - EN 1997 - DA2

**Materiály a normy**

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)

Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :  $\gamma_{M0} = 1.00$ **Výpočet tlaků**

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1.35 [-]	1.00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1.50 [-]	0.00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1.35 [-]	

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce stability kotvy :	$\gamma_{Ris} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce zemního odporu :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	

**Geometrie konstrukce**

Délka konstrukce = 8.00 m

Název průřezu : I-průřez : HE 300 B; a = 1.50 m

Koeff.redukce tlaku před stěnou = 0.66

Plocha průřezu A = 9.94E-03 m<sup>2</sup>/mMoment setrvačnosti I = 1.68E-04 m<sup>4</sup>/m

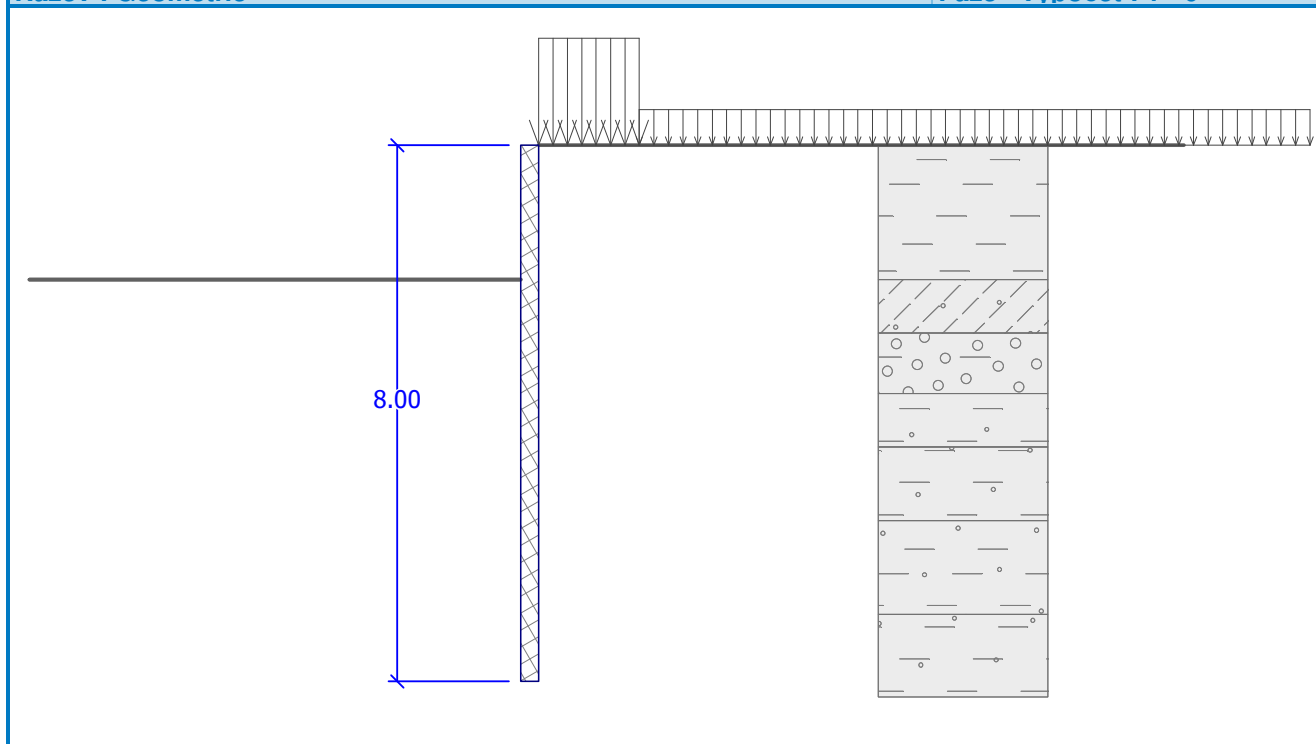
Modul pružnosti E = 210000.00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 81000.00 MPa

Průřezový modul W = 1.118E-03 m<sup>3</sup>/mPlastický průřezový modul  $W_{pl} = 1.246E-03$  m<sup>3</sup>/m

## Název : Geometrie

## Fáze - výpočet : 1 - 0



## Materiál konstrukce

## Ocel konstrukční: EN 10210-1 : S 235

Mez kluzu  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti  $E = 210000.00 \text{ MPa}$ Modul pružnosti ve smyku  $G = 81000.00 \text{ MPa}$ 

Modul reakce podloží vypočten z přetvárných charakteristik zemin.

## Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{su}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\delta$ [°]
1	3_Třída G5		30.00	6.00	19.50	10.00	6.00
2	2_Třída F3, konzistence tuhá		26.50	12.00	18.00	10.00	6.00
3	4_Třída F4, konzistence tuhá		24.50	14.00	18.50	10.00	6.00
4	1_Třída F8, konzistence tuhá		15.00	5.00	20.50	11.00	6.00

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

## Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží (iterovat)

Číslo	Název	Vzorek	$\nu$ [-]	$E_{oed}$ [MPa]	$E_{def}$ [MPa]	$m$ [-]
1	3_Třída G5		0.30	-	50.00	0.30
2	2_Třída F3, konzistence tuhá		0.35	-	6.50	0.10
3	4_Třída F4, konzistence tuhá		0.35	-	5.00	0.10
4	1_Třída F8, konzistence tuhá		0.42	-	3.00	0.10

## Parametry zemin

**3\_Třída G5**

Objemová tíha :  $\gamma = 19.50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 6.00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 6.00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 50.00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0.30$   
 Koef. strukturní pevnosti :  $m = 0.30$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

**2\_Třída F3, konzistence tuhá**

Objemová tíha :  $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 26.50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 12.00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 6.00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 6.50 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0.35$   
 Koef. strukturní pevnosti :  $m = 0.10$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

**4\_Třída F4, konzistence tuhá**




Objemová tíha :  $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 24.50^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 14.00 \text{ kPa}$   
 Třecí úhel kce-zemina :  $\delta = 6.00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Modul přetvárnosti :  $E_{def} = 5.00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0.35$   
 Koef. strukturní pevnosti :  $m = 0.10$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

**1\_Třída F8, konzistence tuhá**

Objemová tíha :  $\gamma = 20.50 \text{ kN/m}^3$   
 Napjatost : efektivní  
 Úhel vnitřního tření :  $\varphi_{ef} = 15.00^\circ$   
 Soudržnost zeminy :  $c_{ef} = 5.00 \text{ kPa}$

Třecí úhel ke-zemina :  $\delta = 6.00^\circ$   
 Zemina : nesoudržná  
 Modul přetvárnosti :  $E_{\text{def}} = 3.00 \text{ MPa}$   
 Poissonovo číslo :  $\nu = 0.42$   
 Koef. strukturní pevnosti :  $m = 0.10$   
 Obj.tíha sat.zeminy :  $\gamma_{\text{sat}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.00	1_Třída F8, konzistence tuhá	
2	0.80	2_Třída F3, konzistence tuhá	
3	0.90	3_Třída G5	
4	0.80	4_Třída F4, konzistence tuhá	
5	1.10	4_Třída F4, konzistence tuhá	
6	1.40	4_Třída F4, konzistence tuhá	
7	-	4_Třída F4, konzistence tuhá	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

### Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

### Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

### Zadaná plošná přetížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	30.00		0.00	1.50	na terénu
2	ANO		proměnné	10.00		1.50	10.00	na terénu

### Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 40

Vlastní výpočet mezních tlaků : neredukovat

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou  $\sigma_{a,\text{min}} = 0.20\sigma_z$

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

### Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	13.81
0.01	0.00	0.00	0.00	9.55	9.55	14.34
0.36	0.00	0.00	0.00	13.28	29.18	29.18
0.40	0.00	0.00	0.00	13.69	29.21	29.62
0.40	0.00	0.00	0.00	19.21	29.21	29.62
0.63	0.00	0.00	0.00	21.62	29.41	38.60
0.63	0.00	0.00	0.00	21.67	29.41	38.60
0.73	0.00	0.00	0.00	22.70	29.50	42.42
1.09	0.00	0.00	0.00	26.53	31.31	56.73
1.45	0.00	0.00	0.00	30.36	34.34	71.03
1.82	0.00	0.00	0.00	34.19	38.18	85.33
1.84	0.00	0.00	0.00	34.45	38.46	86.30
1.84	0.00	0.00	0.00	19.01	38.46	86.30
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	20.76	40.30	92.49
2.00	-0.00	-0.00	-28.23	5.41	20.70	114.64
2.18	0.00	-1.20	-35.13	5.84	21.54	121.54
2.55	0.00	-3.59	-48.92	6.71	23.43	135.33
2.80	-0.00	-5.26	-58.58	7.31	24.86	144.99
2.80	0.00	-4.75	-49.95	9.23	22.53	149.12
2.91	0.00	-5.45	-55.10	9.67	23.15	154.27
3.12	-0.00	-6.82	-65.14	10.53	24.39	164.31
3.27	-0.61	-7.79	-72.25	11.14	25.27	171.42
3.64	-2.08	-10.13	-89.40	12.60	27.45	188.57
3.70	-2.34	-10.54	-92.40	12.86	27.84	191.57
3.70	-0.00	-12.34	-91.92	10.07	32.51	169.77
4.00	0.00	-14.49	-102.46	11.48	34.47	180.30
4.31	-0.00	-16.72	-113.42	12.95	36.47	191.26
4.36	-0.24	-17.09	-115.23	13.20	36.80	193.08
4.50	-0.89	-18.06	-120.02	13.84	37.69	197.87
4.50	-0.89	-18.06	-120.02	13.84	37.69	197.87
4.73	-1.97	-19.68	-128.00	14.91	39.17	205.85
5.09	-3.69	-22.28	-140.78	16.62	41.54	218.62
5.45	-5.42	-24.88	-153.55	18.33	43.94	231.39
5.60	-6.11	-25.92	-158.66	19.02	44.90	236.50
5.60	-6.11	-25.92	-158.66	19.02	44.90	236.50
5.82	-7.14	-27.48	-166.32	20.04	46.35	244.17
6.18	-8.87	-30.08	-179.10	21.75	48.77	256.94
6.55	-10.59	-32.68	-191.87	23.47	51.20	269.71
6.91	-12.32	-35.28	-204.64	25.18	53.64	282.49
7.00	-12.75	-35.93	-207.83	25.61	54.25	285.68
7.00	-12.75	-35.93	-207.83	25.61	54.25	285.68
7.27	-14.04	-37.88	-217.41	26.89	56.09	295.26
7.64	-15.77	-40.47	-230.19	28.60	58.55	308.03
8.00	-17.49	-43.07	-242.96	30.31	61.02	320.80

## Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-13.92	0.00	-0.00	-0.00
0.20	0.00	0.00	-13.00	11.54	-1.15	0.08
0.40	0.00	0.00	-12.09	13.67	-3.67	0.55
0.60	0.00	0.00	-11.17	21.30	-7.17	1.61
0.80	0.00	0.00	-10.26	23.46	-11.65	3.49
1.00	0.00	0.00	-9.35	25.57	-16.55	6.30
1.20	0.00	0.00	-8.45	27.68	-21.88	10.14
1.40	0.00	0.00	-7.56	29.79	-27.62	15.08
1.60	0.00	0.00	-6.69	31.89	-33.79	21.21
1.80	0.00	0.00	-5.84	34.00	-40.38	28.62
1.99	0.00	0.00	-5.05	20.67	-45.63	36.92
2.01	0.00	0.00	-4.99	-23.10	-45.78	37.65
2.20	0.00	0.00	-4.25	-29.93	-40.69	45.98
2.40	0.00	0.00	-3.53	-37.04	-34.00	53.47
2.60	0.00	0.00	-2.87	-44.15	-25.88	59.48
2.80	21.66	0.00	-2.27	-46.03	-16.24	63.44
3.00	0.00	0.00	-1.75	-49.35	-7.27	66.03
3.20	0.00	0.00	-1.31	-57.97	3.46	66.44
3.40	0.00	0.00	-0.93	-66.60	15.92	64.53
3.60	0.00	0.00	-0.63	-75.23	30.10	59.96
3.80	39.23	0.00	-0.40	-17.86	39.83	52.59
4.00	8.01	26.17	-0.23	12.14	40.33	44.44
4.20	39.75	38.18	-0.11	11.46	38.18	36.56
4.40	40.01	38.57	-0.03	17.29	35.26	29.20
4.60	40.26	39.86	0.01	20.70	31.43	22.52
4.80	40.52	40.52	0.03	22.19	27.12	16.66
5.00	40.78	40.78	0.04	22.20	22.65	11.68
5.20	41.04	41.04	0.02	21.14	18.31	7.59
5.40	41.30	41.30	0.00	19.36	14.25	4.34
5.60	41.56	41.56	-0.02	17.14	10.59	1.86
5.80	41.82	41.82	-0.05	14.72	7.40	0.07
6.00	42.08	42.08	-0.08	12.25	4.71	-1.13
6.20	42.34	42.34	-0.11	9.85	2.50	-1.84
6.40	42.59	42.59	-0.13	7.59	0.76	-2.16
6.60	42.85	42.85	-0.15	5.50	-0.55	-2.18
6.80	43.11	43.11	-0.18	3.59	-1.46	-1.97
7.00	43.37	43.37	-0.19	1.84	-2.00	-1.62
7.20	43.63	43.63	-0.21	0.22	-2.20	-1.19
7.40	43.89	43.89	-0.23	-1.30	-2.09	-0.76
7.60	44.15	44.15	-0.24	-2.77	-1.69	-0.38
7.80	44.41	44.41	-0.25	-4.21	-0.99	-0.10
8.00	44.67	44.67	-0.27	-5.67	0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 45.79 kN/m

Maximální moment = 66.44 kNm/m

Maximální deformace = 13.9 mm

## Vstupní data (Fáze budování 2)

### Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.00	1_Třída F8, konzistence tuhá	
2	0.80	2_Třída F3, konzistence tuhá	
3	0.90	3_Třída G5	
4	0.80	4_Třída F4, konzistence tuhá	
5	1.10	4_Třída F4, konzistence tuhá	
6	1.40	4_Třída F4, konzistence tuhá	
7	-	4_Třída F4, konzistence tuhá	

### Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2.00 m.

### 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 <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	30.00		0.00	1.50	na terénu
2	ANO		proměnné	10.00		1.50	10.00	na terénu

### Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l <sub>k</sub> [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1.80	4.50	4.00	15.00	1.80

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		140.000	210000.00		50.00

### Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá





## Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

### Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	13.81
0.01	0.00	0.00	0.00	9.55	9.55	14.34
0.36	0.00	0.00	0.00	13.28	29.18	29.18
0.40	0.00	0.00	0.00	13.69	29.21	29.62
0.40	0.00	0.00	0.00	19.21	29.21	29.62
0.63	0.00	0.00	0.00	21.62	29.41	38.60
0.63	0.00	0.00	0.00	21.67	29.41	38.60
0.73	0.00	0.00	0.00	22.70	29.50	42.42
1.09	0.00	0.00	0.00	26.53	31.31	56.73
1.45	0.00	0.00	0.00	30.36	34.34	71.03
1.82	0.00	0.00	0.00	34.19	38.18	85.33
1.84	0.00	0.00	0.00	34.45	38.46	86.30
1.84	0.00	0.00	0.00	19.01	38.46	86.30
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	20.76	40.30	92.49
2.00	-0.00	-0.00	-28.23	5.41	20.70	114.64
2.18	0.00	-1.20	-35.13	5.84	21.54	121.54
2.55	0.00	-3.59	-48.92	6.71	23.43	135.33
2.80	-0.00	-5.26	-58.58	7.31	24.86	144.99
2.80	0.00	-4.75	-49.95	9.23	22.53	149.12
2.91	0.00	-5.45	-55.10	9.67	23.15	154.27
3.12	-0.00	-6.82	-65.14	10.53	24.39	164.31
3.27	-0.61	-7.79	-72.25	11.14	25.27	171.42
3.64	-2.08	-10.13	-89.40	12.60	27.45	188.57
3.70	-2.34	-10.54	-92.40	12.86	27.84	191.57
3.70	-0.00	-12.34	-91.92	10.07	32.51	169.77
4.00	0.00	-14.49	-102.46	11.48	34.47	180.30
4.31	-0.00	-16.72	-113.42	12.95	36.47	191.26
4.36	-0.24	-17.09	-115.23	13.20	36.80	193.08
4.50	-0.89	-18.06	-120.02	13.84	37.69	197.87
4.50	-0.89	-18.06	-120.02	13.84	37.69	197.87
4.73	-1.97	-19.68	-128.00	14.91	39.17	205.85
5.09	-3.69	-22.28	-140.78	16.62	41.54	218.62
5.45	-5.42	-24.88	-153.55	18.33	43.94	231.39
5.60	-6.11	-25.92	-158.66	19.02	44.90	236.50
5.60	-6.11	-25.92	-158.66	19.02	44.90	236.50
5.82	-7.14	-27.48	-166.32	20.04	46.35	244.17
6.18	-8.87	-30.08	-179.10	21.75	48.77	256.94
6.55	-10.59	-32.68	-191.87	23.47	51.20	269.71
6.91	-12.32	-35.28	-204.64	25.18	53.64	282.49
7.00	-12.75	-35.93	-207.83	25.61	54.25	285.68
7.00	-12.75	-35.93	-207.83	25.61	54.25	285.68
7.27	-14.04	-37.88	-217.41	26.89	56.09	295.26
7.64	-15.77	-40.47	-230.19	28.60	58.55	308.03
8.00	-17.49	-43.07	-242.96	30.31	61.02	320.80

## Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-13.15	0.00	0.00	0.00
0.20	0.00	0.52	-12.25	16.63	-1.64	0.05
0.40	0.00	0.95	-11.35	23.53	-5.63	0.71
0.60	0.00	1.44	-10.45	27.14	-10.68	2.30
0.80	0.00	1.69	-9.55	28.80	-16.26	4.97
1.00	0.00	5.47	-8.66	29.93	-21.94	8.60
1.20	0.00	16.23	-7.78	33.33	-27.81	13.14
1.40	0.00	22.83	-6.91	37.86	-34.70	19.20
1.60	0.00	23.10	-6.07	40.80	-42.56	26.93
1.80	0.00	23.07	-5.26	43.07	-50.96	36.30
1.80	0.00	23.07	-5.26	43.07	-24.13	36.30
1.99	0.00	10.86	-4.52	28.98	-31.47	41.98
2.01	0.00	8.03	-4.46	-18.30	-31.75	42.49
2.20	0.00	0.00	-3.76	-29.93	-27.39	48.38
2.40	5.53	0.00	-3.10	-14.17	-22.79	53.22
2.60	5.25	0.00	-2.49	-11.01	-20.28	57.52
2.80	23.02	0.00	-1.95	-42.07	-14.53	60.98
3.00	0.00	0.00	-1.47	-49.35	-5.93	63.26
3.20	0.00	0.00	-1.07	-57.97	4.80	63.40
3.40	0.00	0.00	-0.74	-66.60	17.26	61.23
3.60	0.00	0.00	-0.48	-75.23	31.44	56.39
3.80	39.23	0.00	-0.29	-13.38	40.66	48.80
4.00	12.00	28.21	-0.14	14.17	40.56	40.55
4.20	39.75	38.43	-0.05	16.15	37.66	32.71
4.40	40.01	39.57	0.01	20.42	33.96	25.53
4.60	40.26	40.26	0.04	22.57	29.63	19.17
4.80	40.52	40.52	0.05	23.03	25.05	13.70
5.00	40.78	40.78	0.04	22.24	20.50	9.15
5.20	41.04	41.04	0.02	20.61	16.21	5.48
5.40	41.30	41.30	-0.01	18.45	12.29	2.64
5.60	41.56	41.56	-0.04	16.00	8.84	0.53
5.80	41.82	41.82	-0.07	13.47	5.90	-0.93
6.00	42.08	42.08	-0.09	10.99	3.45	-1.86
6.20	42.34	42.34	-0.12	8.63	1.49	-2.35
6.40	42.59	42.59	-0.15	6.47	-0.01	-2.49
6.60	42.85	42.85	-0.17	4.52	-1.11	-2.37
6.80	43.11	43.11	-0.18	2.76	-1.83	-2.07
7.00	43.37	43.37	-0.20	1.17	-2.23	-1.66
7.20	43.63	43.63	-0.22	-0.27	-2.31	-1.20
7.40	43.89	43.89	-0.23	-1.62	-2.12	-0.75
7.60	44.15	44.15	-0.24	-2.91	-1.67	-0.37
7.80	44.41	44.41	-0.25	-4.18	-0.96	-0.10
8.00	44.67	44.67	-0.27	-5.45	-0.00	0.00

Maximální posouvající síla = 50.96 kN/m

Maximální moment = 63.40 kNm/m

Maximální deformace = 13.1 mm

**Síly v kotvách**

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.80	-5.3	50.00

**Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky**
 $E_A = 70.26 \text{ kN/m}$        $\delta = 5.82^\circ$ 
Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 1.62 \text{ m}$ 



Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	39.21	19.98	439.80	37.68	1.26		502.25	284.26	511.66

**Posouzení vnitřní stability kotevního systému**

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	50.00	465.15	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 465.15 \text{ kN} > 50.00 \text{ kN} = F_{zad}$ **Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 3)****Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2.00	1_Třída F8, konzistence tuhá	
2	0.80	2_Třída F3, konzistence tuhá	
3	0.90	3_Třída G5	
4	0.80	4_Třída F4, konzistence tuhá	
5	1.10	4_Třída F4, konzistence tuhá	
6	1.40	4_Třída F4, konzistence tuhá	
7	-	4_Třída F4, konzistence tuhá	

**Hloubení**

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 4.50 m.

**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 <sup>2</sup> ]	Vel.2 [kN/m <sup>2</sup> ]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	30.00		0.00	1.50	na terénu
2	ANO		proměnné	10.00		1.50	10.00	na terénu

## Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l <sub>k</sub> [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	NE	1.80	4.50	4.00	15.00	1.80

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm <sup>2</sup> ]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1		140.000	210000.00		115.55

## Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

## Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

## Průběhy tlaků na konstrukci (před a za stěnou)

Hloubka [m]	T <sub>a,p</sub> [kPa]	T <sub>k,p</sub> [kPa]	T <sub>p,p</sub> [kPa]	T <sub>a,z</sub> [kPa]	T <sub>k,z</sub> [kPa]	T <sub>p,z</sub> [kPa]
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00	13.81
0.01	0.00	0.00	0.00	9.55	9.55	14.34
0.36	0.00	0.00	0.00	13.28	29.18	29.18
0.40	0.00	0.00	0.00	13.69	29.21	29.62
0.40	0.00	0.00	0.00	19.21	29.21	29.62
0.63	0.00	0.00	0.00	21.62	29.41	38.60
0.63	0.00	0.00	0.00	21.67	29.41	38.60
0.73	0.00	0.00	0.00	22.70	29.50	42.42
1.09	0.00	0.00	0.00	26.53	31.31	56.73
1.45	0.00	0.00	0.00	30.36	34.34	71.03
1.82	0.00	0.00	0.00	34.19	38.18	85.33
1.84	0.00	0.00	0.00	34.45	38.46	86.30
1.84	0.00	0.00	0.00	19.01	38.46	86.30
2.00	-0.00	-0.00	-0.00	20.76	40.30	92.49
2.00	0.00	0.00	0.00	8.20	31.37	173.70
2.18	0.00	0.00	0.00	8.85	32.64	184.15
2.55	0.00	0.00	0.00	10.16	35.50	205.05
2.80	-0.00	-0.00	-0.00	11.08	37.66	219.68
2.80	0.00	0.00	0.00	13.99	34.14	225.94
2.91	0.00	0.00	0.00	14.66	35.08	233.74
3.27	0.00	0.00	0.00	16.87	38.28	259.73
3.64	0.00	0.00	0.00	19.09	41.59	285.72
3.70	-0.00	-0.00	-0.00	19.48	42.18	290.26
3.70	0.00	0.00	0.00	15.26	49.26	257.22
4.00	0.00	0.00	0.00	17.40	52.22	273.19
4.36	0.00	0.00	0.00	19.99	55.77	292.54
4.50	-0.00	-0.00	-0.00	20.97	57.10	299.80
4.50	-0.00	-0.00	-31.26	13.84	37.69	197.87
4.73	0.00	-1.62	-39.24	14.91	39.17	205.85



Hloubka [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
5.09	0.00	-4.22	-52.01	16.62	41.54	218.62
5.45	0.00	-6.82	-64.79	18.33	43.94	231.39
5.60	-0.00	-7.86	-69.90	19.02	44.90	236.50
5.60	0.00	-7.86	-69.90	19.02	44.90	236.50
5.82	0.00	-9.42	-77.56	20.04	46.35	244.17
6.18	0.00	-12.02	-90.33	21.75	48.77	256.94
6.55	0.00	-14.62	-103.11	23.47	51.20	269.71
6.84	-0.00	-16.72	-113.42	24.85	53.17	280.03
6.91	-0.33	-17.22	-115.88	25.18	53.64	282.49
7.00	-0.76	-17.87	-119.07	25.61	54.25	285.68
7.00	-0.76	-17.87	-119.07	25.61	54.25	285.68
7.27	-2.06	-19.82	-128.65	26.89	56.09	295.26
7.64	-3.78	-22.41	-141.42	28.60	58.55	308.03
8.00	-5.51	-25.01	-154.20	30.31	61.02	320.80

## Průběhy modulu reakce podloží a vnitřních sil po konstrukci

Hloubka [m]	kh,p [MN/m³]	kh,z [MN/m³]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-23.87	0.00	-0.00	0.00
0.20	0.00	0.00	-22.90	11.54	-1.15	0.08
0.40	0.00	0.00	-21.93	13.67	-3.67	0.55
0.60	0.00	0.00	-20.96	21.30	-7.17	1.61
0.80	0.00	0.00	-19.99	23.46	-11.65	3.49
1.00	0.00	0.00	-19.03	25.57	-16.55	6.30
1.20	0.00	0.00	-18.07	27.68	-21.88	10.14
1.40	0.00	0.00	-17.12	29.79	-27.62	15.08
1.60	0.00	0.00	-16.19	31.89	-33.79	21.21
1.80	0.00	0.00	-15.29	34.00	-40.38	28.62
1.80	0.00	0.00	-15.29	34.00	21.63	28.62
2.00	0.00	0.00	-14.42	20.76	16.15	24.89
2.20	0.00	0.00	-13.57	8.92	13.18	21.99
2.40	0.00	0.00	-12.75	9.64	11.33	19.54
2.60	0.00	0.00	-11.95	10.36	9.33	17.47
2.80	0.00	0.00	-11.17	11.08	7.18	15.82
3.00	0.00	0.00	-10.41	15.21	4.56	14.63
3.20	0.00	0.00	-9.67	16.43	1.39	14.03
3.40	0.00	0.00	-8.94	17.65	-2.02	14.09
3.60	0.00	0.00	-8.23	18.87	-5.67	14.86
3.80	0.00	0.00	-7.53	15.97	-9.15	16.35
4.00	0.00	0.00	-6.86	17.40	-12.49	18.51
4.20	0.00	0.00	-6.20	18.83	-16.11	21.36
4.40	0.00	0.00	-5.57	20.25	-20.02	24.97
4.49	0.00	0.00	-5.29	20.91	-21.91	26.90
4.51	0.00	0.00	-5.24	-17.66	-21.94	27.25
4.60	0.00	0.00	-4.97	-20.46	-20.19	29.19
4.80	0.00	0.00	-4.40	-26.55	-15.49	32.78
5.00	0.00	0.00	-3.87	-32.63	-9.57	35.30
5.20	0.00	0.00	-3.37	-38.71	-2.43	36.52



Hloubka [m]	kh,p [MN/m <sup>3</sup> ]	kh,z [MN/m <sup>3</sup> ]	Deformace [mm]	Tlak [kPa]	Pos.síla [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.40	10.04	0.00	-2.92	-19.42	3.62	36.15
5.60	10.42	0.00	-2.51	-16.64	7.22	35.05
5.80	10.99	0.00	-2.14	-14.24	10.31	33.28
6.00	11.83	0.00	-1.81	-12.32	12.98	30.94
6.20	13.11	10.80	-1.51	-1.39	14.53	28.04
6.40	15.47	11.85	-1.25	1.00	14.60	25.11
6.60	29.22	14.01	-1.01	-8.36	15.51	22.07
6.80	36.16	20.43	-0.80	-9.27	17.39	18.74
7.00	42.48	33.94	-0.61	-9.72	19.44	15.02
7.20	43.63	42.42	-0.43	-0.50	20.52	10.98
7.40	43.89	43.89	-0.27	12.70	19.29	6.95
7.60	44.15	44.15	-0.12	25.75	15.45	3.43
7.80	44.41	44.41	0.03	38.61	9.01	0.94
8.00	44.67	44.67	0.18	51.52	-0.00	-0.00

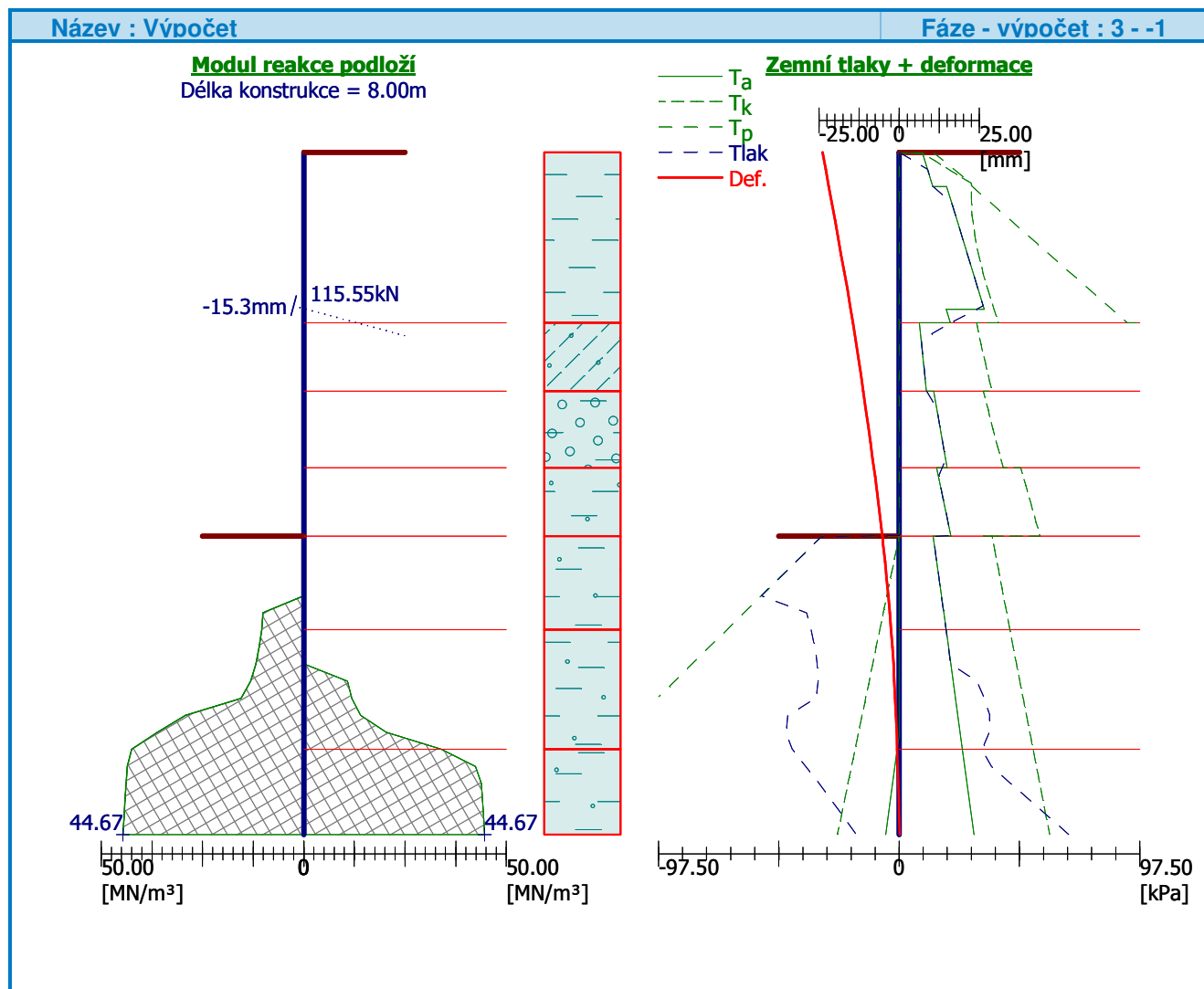
Maximální posouvající síla = 40.38 kN/m

Maximální moment = 36.52 kNm/m

Maximální deformace = 23.9 mm

#### Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1.80	-15.3	115.55



### Vnitřní stabilita kotveního systému - mezivýsledky

$$E_A = 170.65 \text{ kN/m} \quad \delta = 5.93^\circ$$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy  $H_0 = 2.73 \text{ m}$

Řada kotev	$E_{A1}$ [kN/m]	$\delta_1$ [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	$\theta$ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX}$ [kN]
1	39.21	19.98	1017.14	98.97	30.83		121.98	124.38	223.88

### Posouzení vnitřní stability kotveního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	115.55	203.53	Vyhovuje

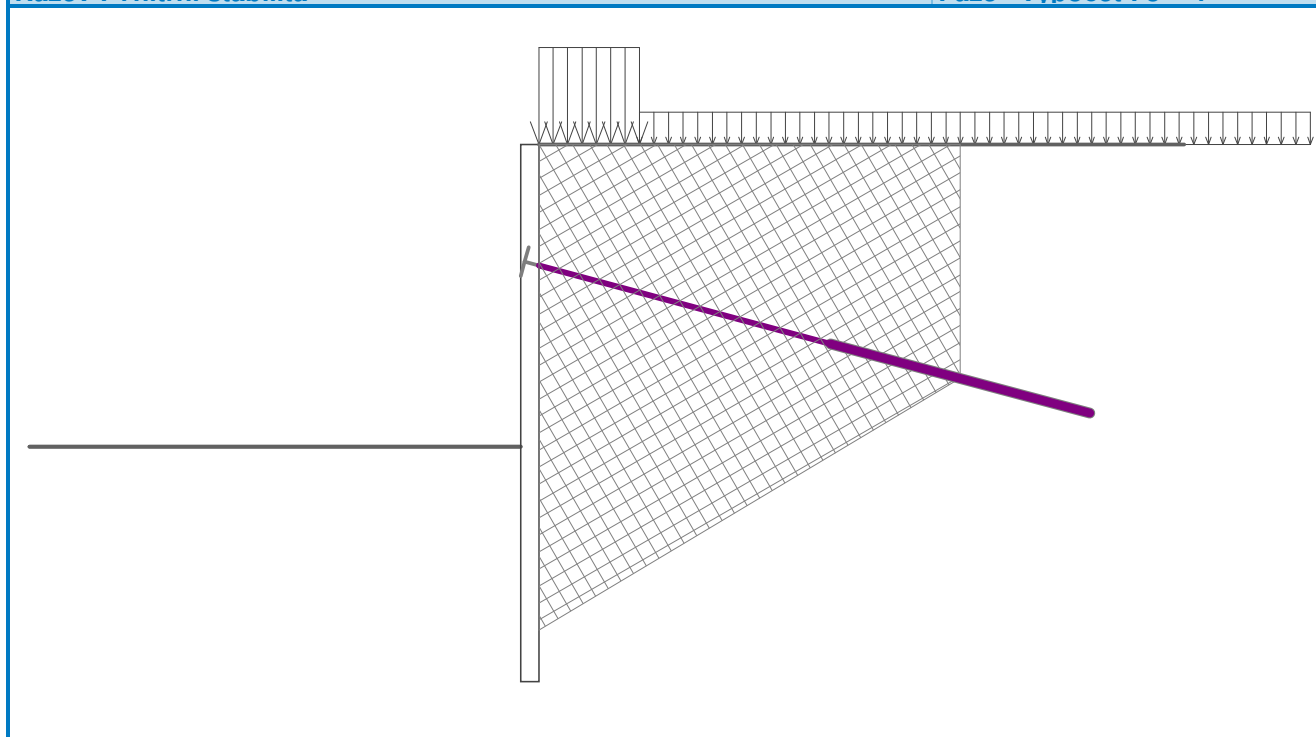
Rozhodující řada kotev : 1

Max. dovolená síla  $F_{max} = 203.53 \text{ kN} > 115.55 \text{ kN} = F_{zad}$

**Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE**

Název : Vnitřní stabilita

Fáze - výpočet : 3 - -1



## Dimenzace č. 1

	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-23.87	-13.15	-0.00	0.00	-0.00	0.00
0.20	-22.90	-12.25	-1.64	-1.15	0.05	0.08
0.40	-21.93	-11.35	-5.63	-3.67	0.55	0.71
0.60	-20.96	-10.45	-10.68	-7.17	1.61	2.30
0.80	-19.99	-9.55	-16.26	-11.65	3.49	4.97
1.00	-19.03	-8.66	-21.94	-16.55	6.30	8.60
1.20	-18.07	-7.78	-27.81	-21.88	10.14	13.14
1.40	-17.12	-6.91	-34.70	-27.62	15.08	19.20
1.60	-16.19	-6.07	-42.56	-33.79	21.21	26.93
1.80	-15.29	-5.26	-50.96	-40.38	28.62	36.30
1.80	-15.29	-5.26	-40.38	21.63	28.62	36.30
1.99	-14.45	-4.52	-45.63	16.37	25.04	41.98
2.00	-14.42	-4.49	-45.79	16.15	24.89	42.23
2.01	-14.38	-4.46	-45.78	16.03	24.77	42.49
2.20	-13.57	-3.76	-40.69	13.18	21.99	48.38
2.40	-12.75	-3.10	-34.00	11.33	19.54	53.47
2.60	-11.95	-2.49	-25.88	9.33	17.47	59.48
2.80	-11.17	-1.95	-16.24	7.18	15.82	63.44
3.00	-10.41	-1.47	-7.27	4.56	14.63	66.03
3.20	-9.67	-1.07	1.39	4.80	14.03	66.44
3.40	-8.94	-0.74	-2.02	17.26	14.09	64.53
3.60	-8.23	-0.48	-5.67	31.44	14.86	59.96
3.80	-7.53	-0.29	-9.15	40.66	16.35	52.59
4.00	-6.86	-0.14	-12.49	40.56	18.51	44.44
4.20	-6.20	-0.05	-16.11	38.18	21.36	36.56



	Def. min [mm]	Def. max [mm]	Pos. síla min. [kN/m]	Pos. síla max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
4.40	-5.57	0.01	-20.02	35.26	24.97	29.20
4.49	-5.29	0.02	-21.91	33.50	22.60	26.90
4.51	-5.24	0.03	-21.94	33.20	22.09	27.25
4.60	-4.97	0.04	-20.19	31.43	19.17	29.19
4.80	-4.40	0.05	-15.49	27.12	13.70	32.78
5.00	-3.87	0.04	-9.57	22.65	9.15	35.30
5.20	-3.37	0.02	-2.43	18.31	5.48	36.52
5.40	-2.92	0.00	3.62	14.25	2.64	36.15
5.60	-2.51	-0.02	7.22	10.59	0.53	35.05
5.80	-2.14	-0.05	5.90	10.31	-0.93	33.28
6.00	-1.81	-0.08	3.45	12.98	-1.86	30.94
6.20	-1.51	-0.11	1.49	14.53	-2.35	28.04
6.40	-1.25	-0.13	-0.01	14.60	-2.49	25.11
6.60	-1.01	-0.15	-1.11	15.51	-2.37	22.07
6.80	-0.80	-0.18	-1.83	17.39	-2.07	18.74
7.00	-0.61	-0.19	-2.23	19.44	-1.66	15.02
7.20	-0.43	-0.21	-2.31	20.52	-1.20	10.98
7.40	-0.27	-0.23	-2.12	19.29	-0.76	6.95
7.60	-0.24	-0.12	-1.69	15.45	-0.38	3.43
7.80	-0.25	0.03	-0.99	9.01	-0.10	0.94
8.00	-0.27	0.18	-0.00	0.00	-0.00	0.00

#### Maximální hodnoty deformací a vnitřních sil

Maximální deformace = -23.9 mm  
 Minimální deformace = 0.2 mm  
 Maximální ohybový moment = 66.44 kNm/m  
 Minimální ohybový moment = -2.49 kNm/m  
 Maximální posouvající síla = 40.66 kN/m

#### Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.  
 Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1.35

#### Dimenzační síly na 1 I-profil

$M_{\max} = 134.54 \text{ kNm}; \quad Q = 7.01 \text{ kN}$   
 $Q_{\max} = 103.20 \text{ kN}; \quad M = 73.52 \text{ kNm}$

#### Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$ :

##### Posouzení ohybu:

$M_{\max}/M_{c,Rd} = 0.341 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q/V_{c,Rd} = 0.017 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 70.02 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 2.03 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.089 \leq 1$  **Vyhovuje**

#### Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$ :

##### Posouzení ohybu:

$M/M_{c,Rd} = 0.186 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení smyku:

$Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0.257 \leq 1$  **Vyhovuje**

##### Posouzení rovinné napjatosti:

Normálové napětí  $\sigma_{x,Ed} = 38.26 \text{ MPa}$

Smykové napětí  $\tau_{Ed} = 29.85 \text{ MPa}$

Posudek:  $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.075 \leq 1$  **Vyhovuje**

**Průřez VYHOVUJE**

### 3.4.8 Únosnost proti vytažení kotvy

průměr vrtu pro kotvu  $d = 160 \text{ mm}$

předpokládané plášťové tření v navážce  $\tau = 80 \text{ kPa}$

$R_{ak} = 3,14 \times 0,160 \text{ m} \times 4,5 \times 80 \text{ kPa} = 180 \text{ kN}$

$R_{ad} = 180,00 \text{ kN} / 1,1 = 164,42 \text{ kN} > 115.55 \text{ kN}$

Materiál	$\gamma \text{ (kNm}^{-3} \text{)}$	$E_{0,05} \text{ (MPa)}$	$G \text{ (MPa)}$	$f_{m,k} \text{ (MPa)}$	$\gamma_m \text{ (-)}$	$k_{mod}$
Dřevo S10 (C24)	3,2	7 400	560	24	1,30	0,5

Osová vzdálenost rozpěr:  $L = 1,50 \text{ m}$

Tlak od země:  $p = 75,23 \text{ kN/m}^2$

Návrhová hodnota:  $F_d = p \cdot \gamma_G = 101,56 \text{ kN/m}^2$

Moment v pažině návrhový:  $M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot p \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 101,56 \cdot 1,5^2 = 28 \text{ kNm}$

Návrhová pevnost v ohybu:  $f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,5 \cdot \frac{24}{1,3} = 9,231 \text{ MPa}$

Průřezový modul pažiny:  $w = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 0,14^2 = 3,266 \text{ e6 mm}^3$

Napětí návrhové:  $\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{w} = \frac{28}{0,00326} = 8,761 \text{ MPa}$

Posudek ohybu:  $\sigma_{m,d} = 8,761 \text{ MPa} < f_{m,y,d} = 9,231 \text{ MPa}$

## 4 Závěr

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

V Liberci 09/2018

Ing. Libor Vykoukal