

INVESTOR

KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC VYSOČINY
příspěvková organizace

Kosovská 1122/16, 586 01 Jihlava

**Krajská správa a údržba
silnic Vysočiny**
příspěvková organizace**SO 201 REKONSTRUKCE MOSTU EV. Č. 03814-1**

STAVBA

III/3814 MÍROVKA - MOST EV. Č. 03814-1

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

Prašná 2324, 407 47 Varnsdorf

středisko UL: Masarykova 633/318, 400 01 Ústí n. L.

web: www.sawconsulting.cze-mail: info@sawconsulting.cz

VYPRACOVAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

TECHNICKÁ KONTROLA

INVESTOR

KSUSV

ZLATA BRADÁČOVÁ, DiS.

JAROSLAV ZAVADIL, DiS.

JAROSLAV ZAVADIL, DiS.

ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO

2016-004

DATUM

10/2017

STUPEŇ

DSP/PDPS

MĚŘÍTKO

-

PŘÍLOHA

STATICKÝ VÝPOČET

Č. PŘÍLOHY

11

PARÉ

Obsah

| | |
|--|----------|
| 1 Identifikační údaje | 3 |
| 2 Základní údaje o mostu | 3 |
| 2.1 Technický popis konstrukce | 4 |
| 2.2 Výpočetní model | 4 |
| 2.3 Výpočetní pomůcky | 4 |
| 2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury | 4 |
| 2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu | 5 |
| 2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu | 5 |
| 3 Grafické přílohy statického výpočtu | 6 |
| 3.1 Půdorys | 6 |
| 3.2 Podélný řez | 6 |
| 3.3 Příčný řez | 7 |
| 4 Výpočet | 8 |
| 4.1 Konstrukce | 8 |
| 4.1.1 Schéma konstrukce | 8 |
| 4.1.2 Předpokládaný postup výstavby | 8 |
| 4.2 Materiály | 8 |
| 4.2.1 Beton | 8 |
| 4.2.2 Předpínací výztuž | 9 |
| 4.2.3 Betonářská výztuž | 9 |
| 4.3 Zatížení | 9 |
| 4.3.1 Zatížení stálé | 9 |
| Vlastní tíha nosné konstrukce | 9 |
| Ostatní stálé zatížení | 9 |
| 4.3.2 Pokles podpěr | 9 |
| 4.3.3 Zatížení proměnné | 10 |
| Zatížení dopravou | 10 |
| Model zatížení 1 (LM1) | 10 |
| Model zatížení 2 (LM2) | 10 |
| Model zatížení 3 (LM3) | 10 |
| Brzdné a rozjezdové síly | 11 |
| Klimatická zatížení – zatížení teplotou | 11 |
| 4.3.4 Kombinace zatížení | 12 |
| Mezní stavy únosnosti | 12 |
| Mezní stavy použitelnosti | 12 |
| 4.4 Nosná konstrukce | 12 |
| 4.4.1 Postup výstavby | 12 |
| 4.4.2 Návrh předpětí | 13 |
| 4.4.3 Vnitřní síly | 15 |
| 4.4.4 Posouzení předpjaté nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti | 21 |
| Mezní stav omezení napětí | 21 |
| Mezní stav omezení trhlin | 24 |
| Mezní stav omezení průhybů | 24 |
| 4.4.5 Posouzení předpjaté nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti | 24 |



| | |
|--|-----------|
| <u>Ohyb a normálová síla</u> | 24 |
| 4.4.6 Posouzení rámového rohu. | 26 |
| 4.4.7 Mostní závěry | 28 |
| 4.4.8 Návrh a posouzení založení | 28 |
| <u>Mikropiloty</u> | 28 |
| 4.4.1 Posouzení křídel | 31 |
| 5 Závěr | 36 |
| 6 Schéma výztuže | 37 |



1 Identifikační údaje

| | |
|----------------------------------|---|
| Stavba | III/3814 MÍROVKA - MOST EV. Č. 03814-1 |
| Objekt číslo | SO 201 |
| Název objektu | Rekonstrukce mostu ev.č. 03814-1 |
| Kraj | kraj Vysočina |
| Obec | Mírovka (okres Havlíčkův Brod) |
| Katastrální území | 695769 Mírovka (okres Havlíčkův Brod) |
| Investor | KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC VYSOČINY příspěvková organizace Kosovská 1122/16 586 01 Jihlava |
| Uvažovaný správce objektu | KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC VYSOČINY příspěvková organizace Kosovská 1122/16 586 01 Jihlava |
| Projektant objektu | S.A.W. Consulting s r. o. středisko Ústí nad Labem Masarykova 633/318, 400 01 Ústí nad Labem Jaroslav Zavadil, DiS. tel. 607 930 191 Silnice III/3814 |
| Pozemní komunikace | Silnice III/3814 |
| Staničení na komunikaci | - |
| Zatížení | Zatížení dle ČSN EN 1991 (skupina PK 1) |
| Účel dokumentace | Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění stavby - DSP/PDPS |

2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:

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



| | |
|--------------------------------|--|
| <i>Charakteristika mostu</i> | Silniční most na silnici III/3814 v obci Mírovka. Most je trvalý, kolmý, v přímé, s normovou zatížitelností. |
| <i>Délka přemostění</i> | 17,8 m |
| <i>Délka mostu</i> | 23,6 m |
| <i>Délka nosné konstrukce</i> | 21,0 m |
| <i>Rozpětí polí</i> | 19,0 m |
| <i>Šikmost mostu</i> | 90° |
| <i>Volná šířka mostu</i> | 7,5 m |
| <i>Šířka mezi zábradlím</i> | 7,5 m |
| <i>Šířka mostu</i> | 8,1 m |
| <i>Šířka nosné konstrukce</i> | 7,5 m |
| <i>Výška mostu</i> | 3,085 m |
| <i>Volná výška na mostě</i> | neomezená |
| <i>Plocha nosné konstrukce</i> | 8,1 x 21,0 = 170,1 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 z předpjatého betonu. Rám na jedno pole s rozpětím 19 m. Most je kolmý. Příčný řez tvoří deska konstantní výšky 0,6 m. Spodní stavba je součástí celé nosné konstrukce. Svislé stěny rámu jsou navrženy ze železobetonu. Založení rámu je z důvodu malé hloubky skalního podloží navrženo na mikropilotách.

2.2 Výpočetní model

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model i se založením mostu.

2.3 Výpočetní pomůcky

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

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

2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [4] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,



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

2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu

- (1) Rozpracovaná dokumentace ve stupni DSP/PDPS, S.A.W. CONSULTING s.r.o.
- (2) Zhodnocení inženýrskogeologických poměrů, GEM, 04/2016

2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Igor Bálik

Autorizovaný inženýr v oboru mosty a inženýrské konstrukce

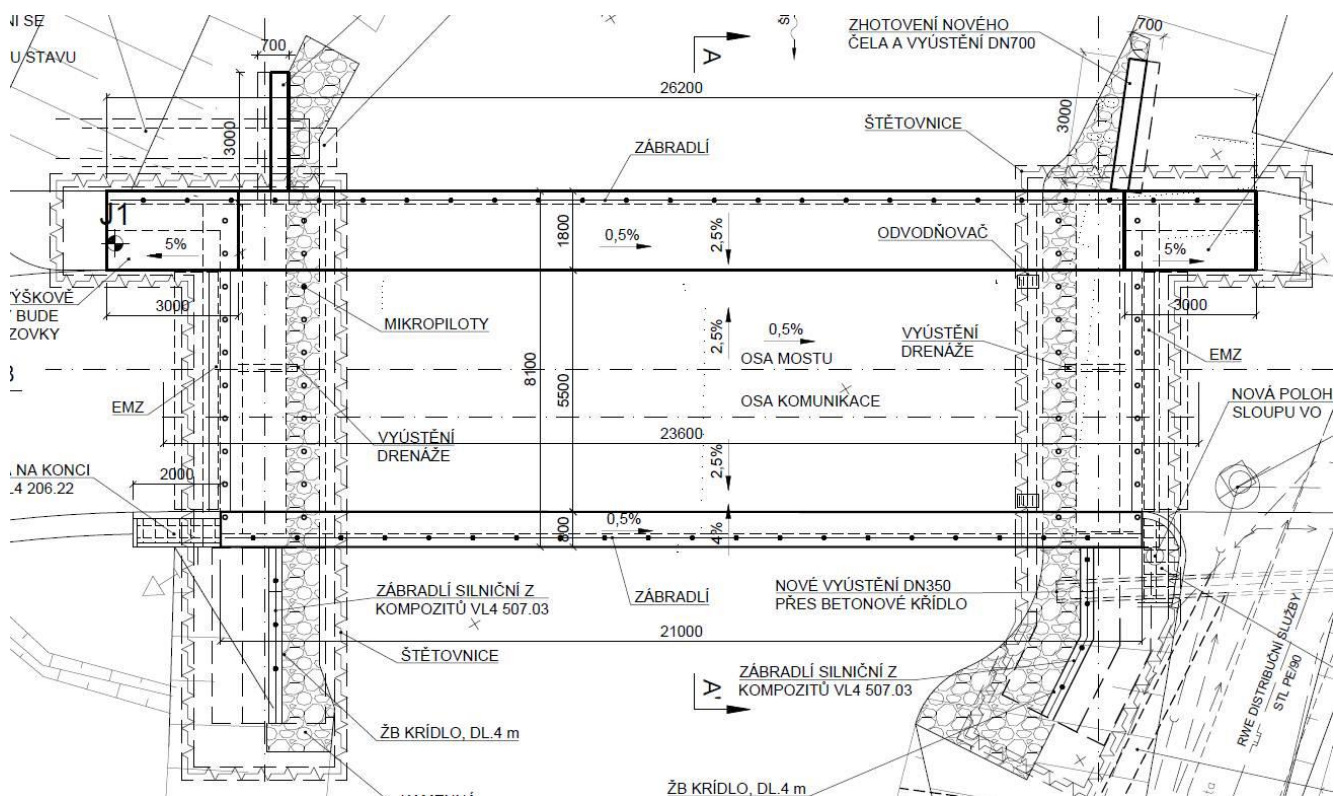
.....

Ing. Igor Bálik

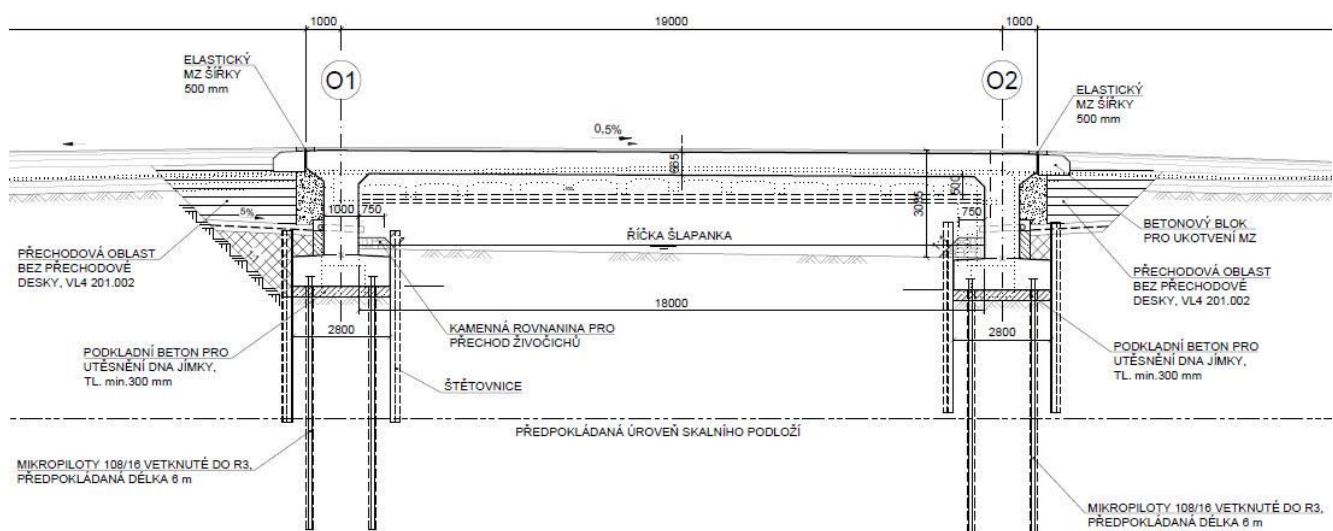
V Ústí nad Labem, říjen 2017

3 Grafické přílohy statického výpočtu

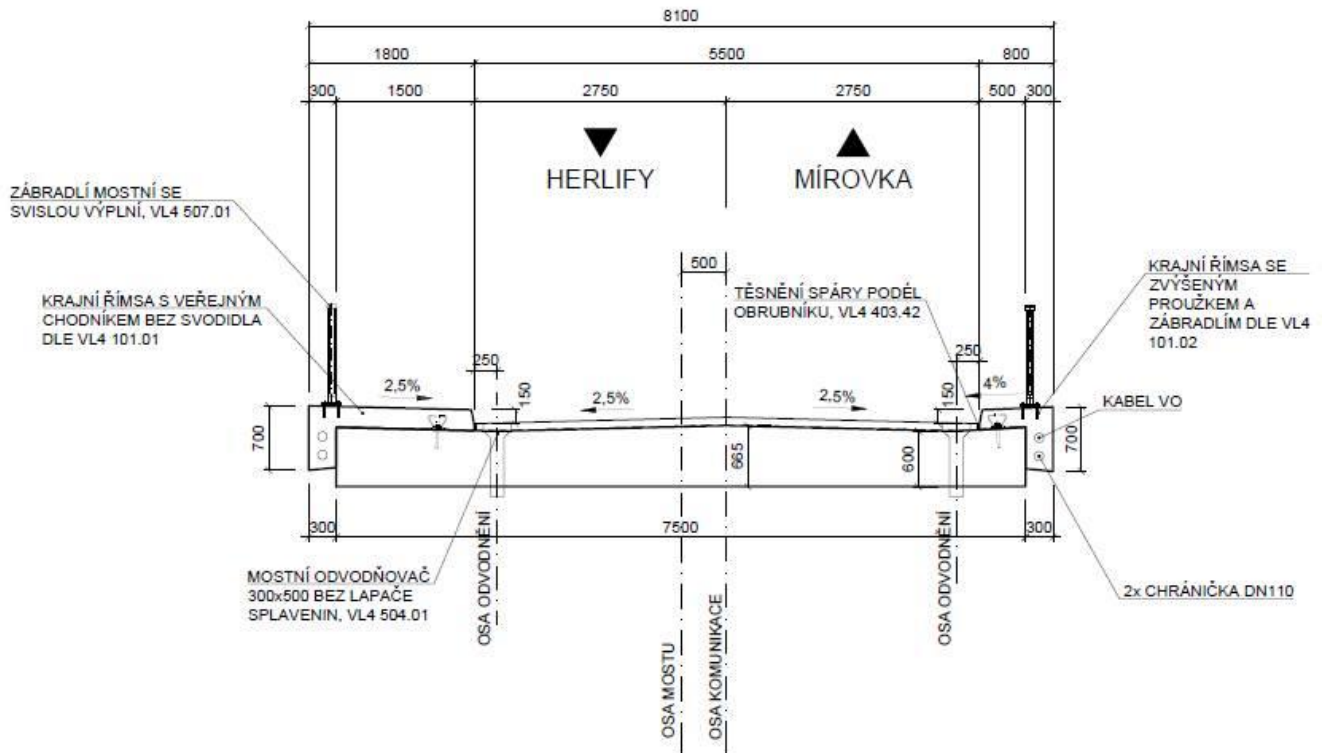
3.1 Půdorys



3.2 Podélný řez



3.3 Příčný řez

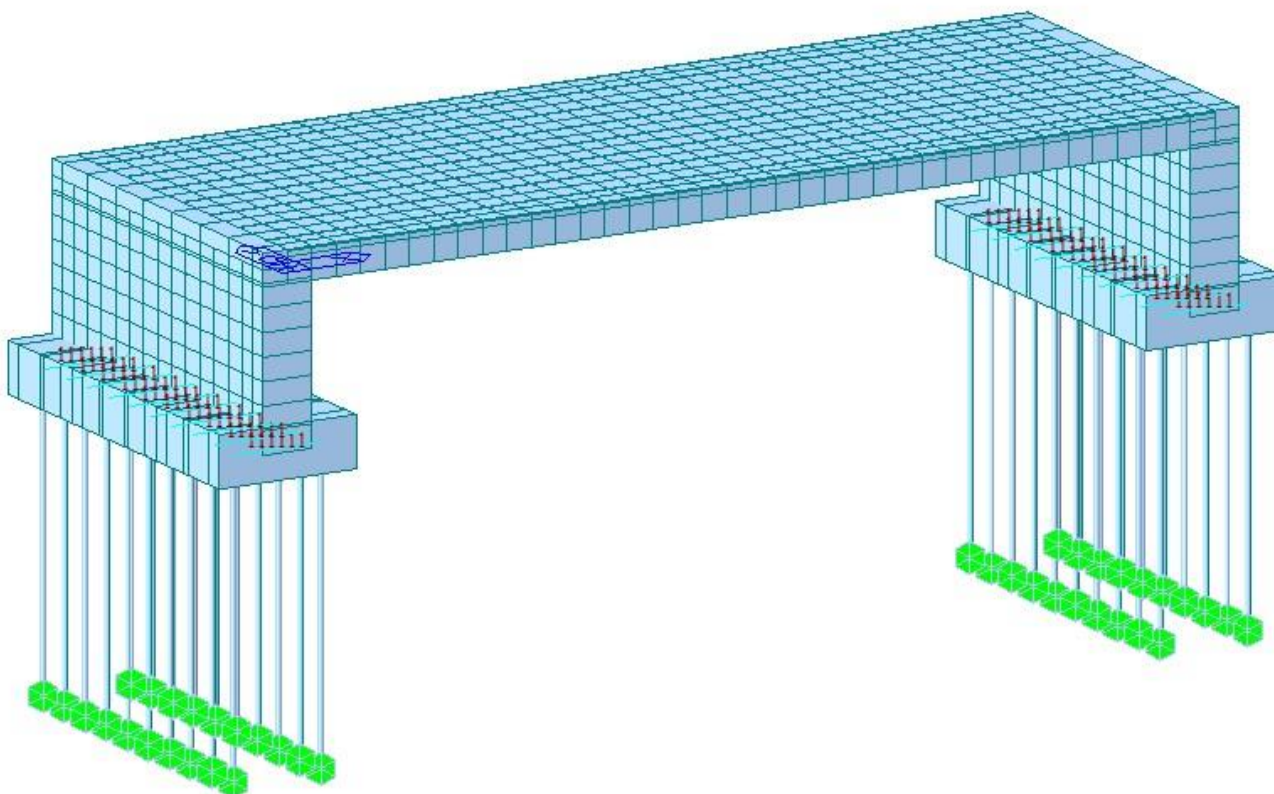


4 Výpočet

4.1 Konstrukce

4.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model i se založením mostu. Konstrukce je v podélném směru rozdělena na 8 nosníků, které jsou příčně spojeny. Příčné vazby jsou po 1 m.



4.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

| | |
|---------|---------------------------|
| 0 dní | zhotovení svislých stěn |
| 30 dní | betonáž mostovky |
| 37 dní | předepnutí mostovky |
| 67 dní | zhotovení mostního svršku |
| 97 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 Předpínací výztuž

| | |
|------------------------------------|--|
| Výztuž: | lana $\varnothing 15,7\text{ mm}$, ocel Y1770S7 |
| Plocha jednoho lana: | $A_{p1} = 150\text{ mm}^2$ |
| Charakteristická pevnost v tahu: | $f_{pk} = 1770\text{ MPa}$ |
| Charakteristická mez kluzu 0,1%: | $f_{p0,1k} = 1570\text{ MPa}$ |
| Dílčí součinitel: | $\gamma_s = 1,15$ |
| Návrhová hodnota modulu pružnosti: | $E_p = 195\text{ GPa}$ |

4.2.3 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.

Ostatní stálé zatížení

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

- | | |
|--------------------------------|--|
| • pravá železobetonová římsa | $0,3\text{ m}^2 \cdot 25\text{ kNm}^3 = 7,5\text{ kNm}^{-1}$ |
| • konstrukce vozovky tl. 90 mm | $0,09\text{ m} \cdot 5,5\text{ m} \cdot 25\text{ kNm}^{-3} = 12,4\text{ kNm}^{-1}$ |
| • levá železobetonová římsa | $0,58\text{ m}^2 \cdot 25\text{ kNm}^3 = 14,5\text{ kNm}^{-1}$ |
| • 2 x zábradlí | $2 \cdot 1,0\text{ kNm}^{-1} = 2\text{ kNm}^{-1}$ |
| • Celkem | $36,4\text{ kNm}^{-1}$ |

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) $w = 5,5$ m.

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy: $w_i = 2,75$ m, zbývající plocha šířky 0 m.

Model zatížení 1 (LM1)

| Umístění | Dvojnáprava (TS) | Rovnoměrné zatížení (UDL) |
|-------------------------------|------------------------------|--|
| | nápravové síly Q_k [kN] | q_k (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 přenášobeny 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 |

Model zatížení 2 (LM2)

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

Model zatížení 3 (LM3)

Tabulka NA.5 – Zvláštní vozidla pro silnice III. třídy v pozemních komunikacích skupiny 1

| | |
|----------------------|---|
| Celková tíha | 900 kN |
| Označení | 900/150 |
| Nápravy | $n = 6 \times 150$ kN, $e = 1,50$ m |
| Umístění zatížení | Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů podle A.3 (2). |
| Kombinace zatížení | Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava. |
| Rychlost | Normální (≤ 70 km/hod) |
| Dynamický součinitel | Ano, $\varphi = 1,25$ |
| Poznámka | Jedná se o jediné vozidlo na mostě. |

***Brzdné a rozjezdové síly***

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

$$Q_{Ik} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6*1,0*2*300 + 0,1*1,0*9,0*2,75*20 = 410 \text{ kN}$$

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:

$$T_{\max} = 37^{\circ}\text{C}, T_{\min} = -34^{\circ}\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,\max} = 38,5^{\circ}\text{C}, T_{e,\min} = -26^{\circ}\text{C}.$$

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

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_0 = -26 - 10 = -36^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 38,5 - 10 = +28,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_N = 64,5^{\circ}\text{C}$$

Rozdílová složka teploty

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

Oteplení (měřeno zdola)

$$14,0^{\circ}\text{C} - 0,63 \text{ m}$$

$$3,2^{\circ}\text{C} - 0,48 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,291 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,189 \text{ m}$$

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

Ochlazení (měřeno zdola)

$$-7,1^{\circ}\text{C} - 0,63 \text{ m}$$

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

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

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,28 \text{ m}$$

$$-1,4^{\circ}\text{C} - 0,126 \text{ m}$$

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

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje se.

4.3.4 Kombinace zatíženíMezní stavy únosnosti

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

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

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

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

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

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

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

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

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

Mezní stavy použitelnosti

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

a) Charakteristická kombinace

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

b) kvazistálá kombinace

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

4.4 Nosná konstrukce**4.4.1 Postup výstavby**

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

| | |
|---------|---------------------------|
| 0 dní | zhotovení svislých stěn |
| 30 dní | betonáž mostovky |
| 37 dní | předepnutí mostovky |
| 67 dní | zhotovení mostního svršku |
| 97 dní | uvedení do provozu |
| 100 let | konec životnosti. |

Výpočet smršťování a dotvarování je provedený programem MIDAS Civil.

Náhradní rozměr průřezu

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 4,47 / 16,1 = 555 \text{ mm}$$

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

vlhkost = 70%

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

Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, $\phi = 2.216$

Smrštění pro interval 0-36500, $\epsilon_{sh} = 0.000291$

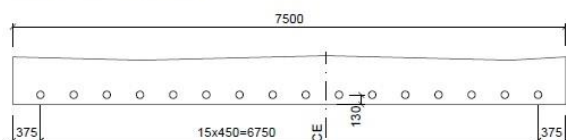
4.4.2 Návrh předpětí

Pro předpětí jsou uvažována lana 15,7-1770, základní charakteristiky uvažovaných lan jsou uvedeny v kap. 4.2.2. Základní předpoklady pro návrh a výpočet předpětí:

- Jedná se o certifikovaný předpínací systém
- Použité předpínací zařízení bude umožňovat měřit předpínací sílu s přesností $\pm 5 \%$ její konečné hodnoty.
- Při předpínání bude měřena působící síla i protažení předpínací výztuže \Rightarrow dle ČSN EN 1992 bude horní i dolní charakteristická hodnota předpínací síly rovna střední hodnotě předpínací síly.
- V desce bude umístěno 16 předpínacích kabelů, každý kabel bude tvořit 12 lan.
- Kanálky pro předpínací výztuž mají průměr 90 mm
- Na koncích kabelů u kotev budou navrženy přímé úseky délky min. 1 m.
- Parametry pro výpočet ztrát předpětí: vzdálenost podpor kanálků max. 1,0 m, součinitel tření $\mu = 0,21$ rad-1, úhel nepředvídaného zakřivení $k = 5 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m}$, pokluz $a = 6 \text{ mm}$.
- Min. osová vzdálenost kotev 450 mm, od okraje 245 mm.

Schéma předpínací výztuže

ŘEZ A-A' M1:50



POHLED B-B' M1:50

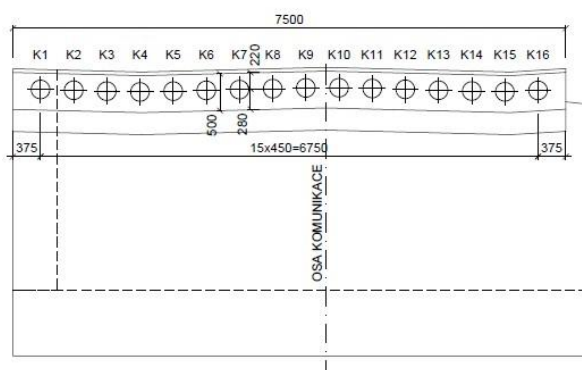
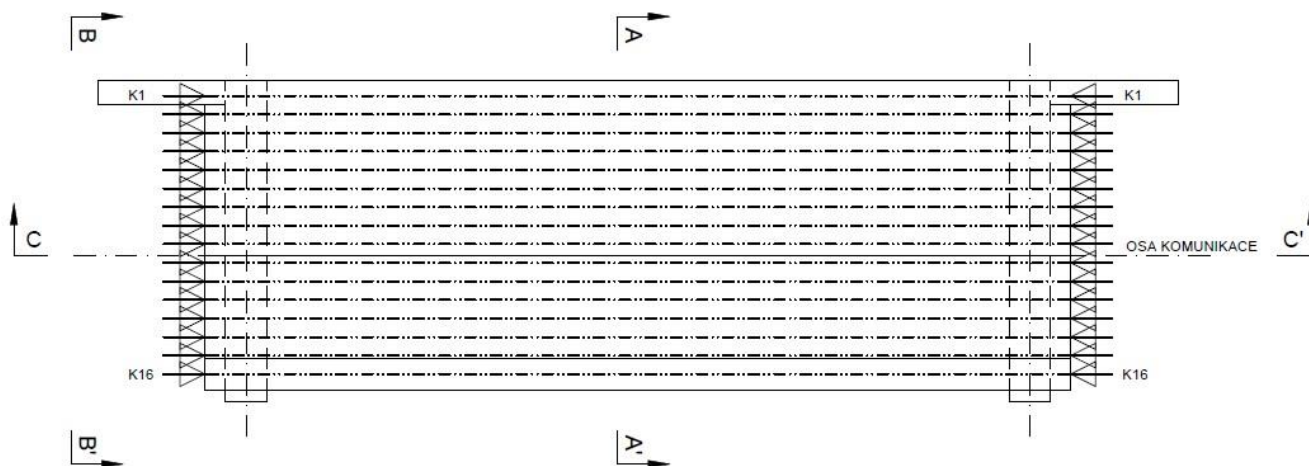
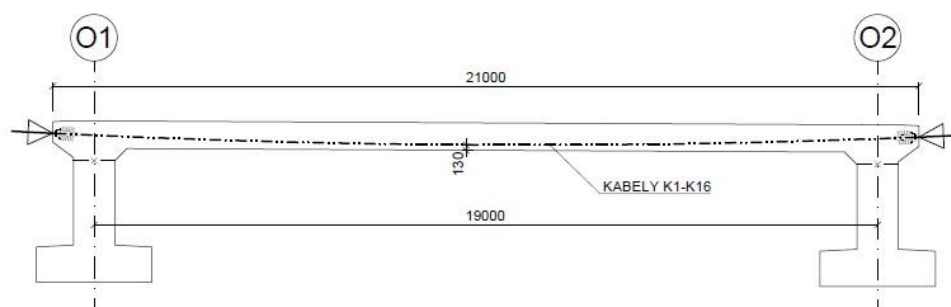


SCHÉMA PŘEDPĚTÍ
PŮDORYS M1:100



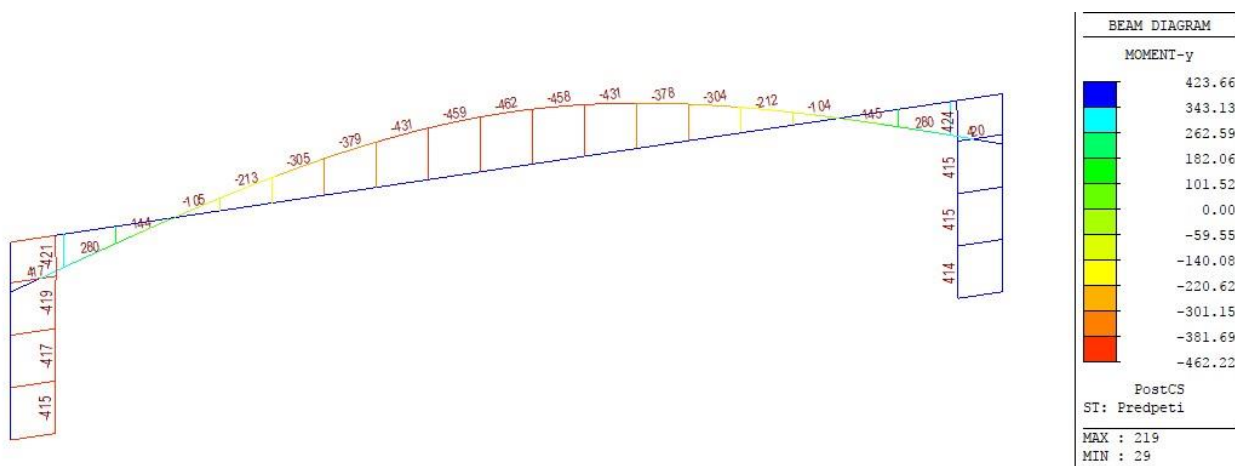
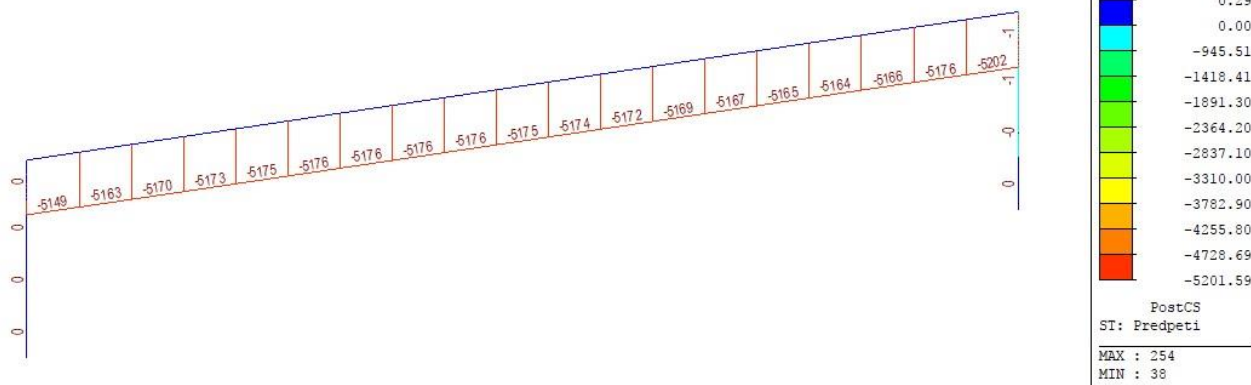
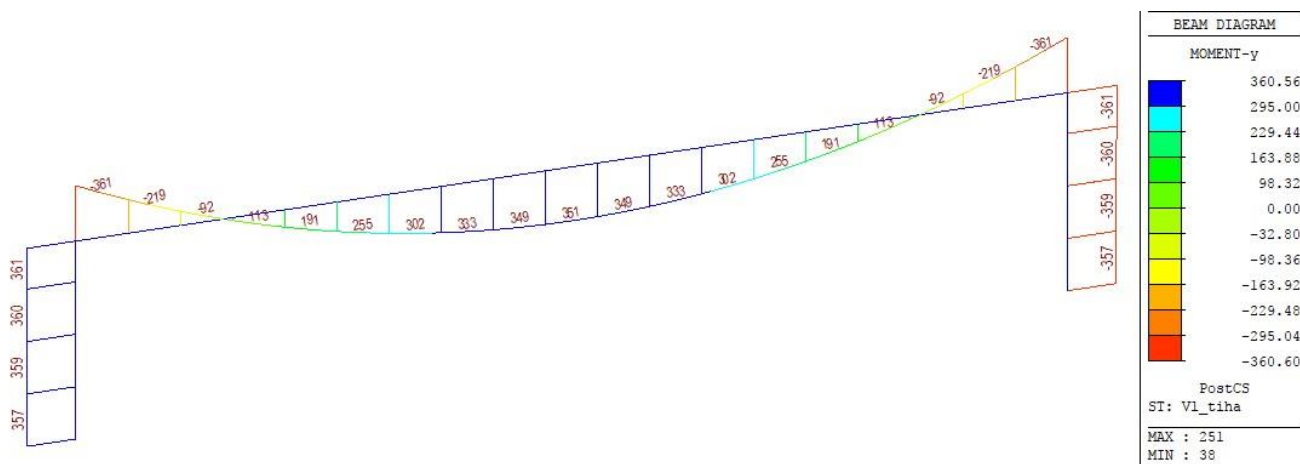
ŘEZ C-C' M1:100

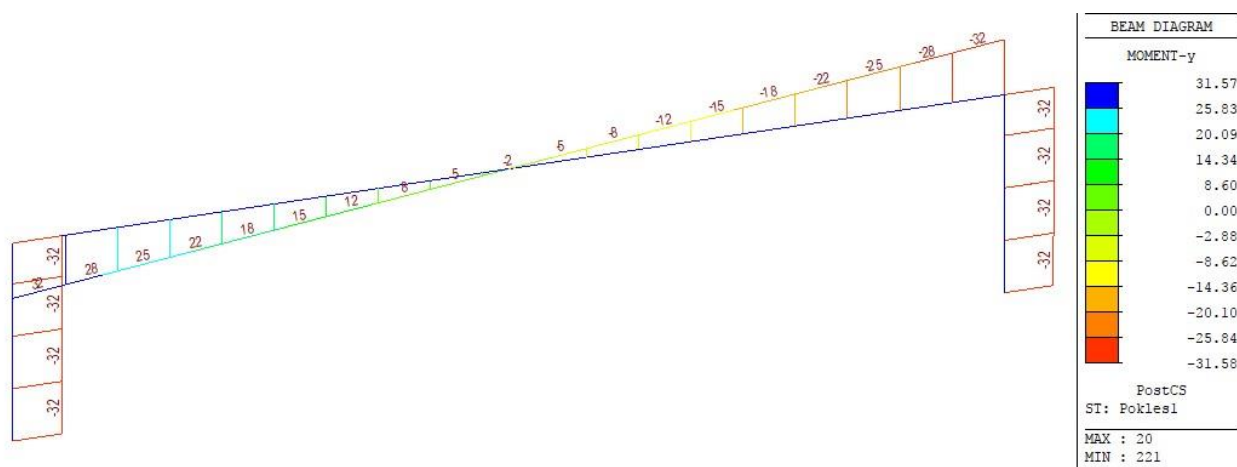
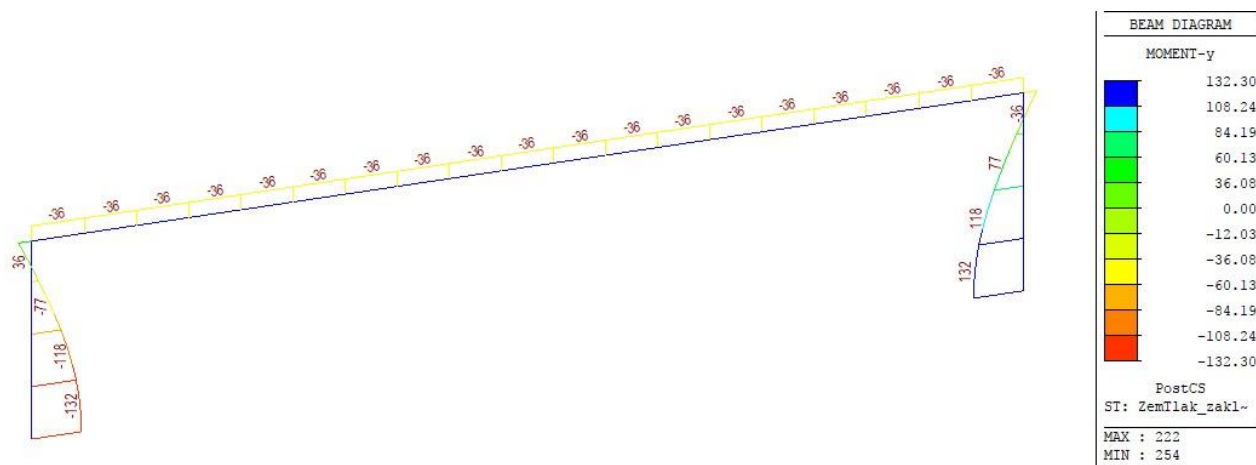
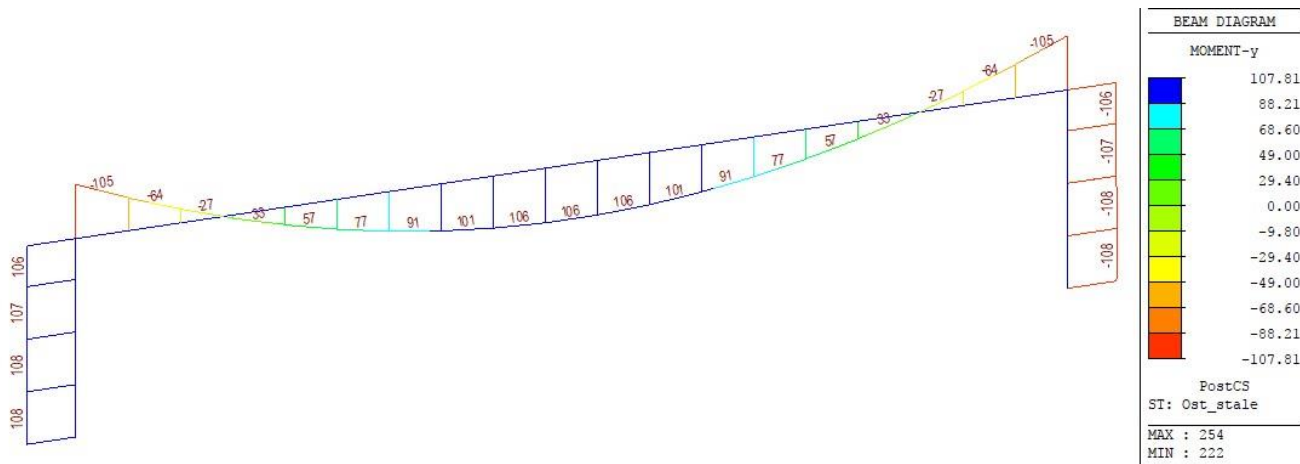


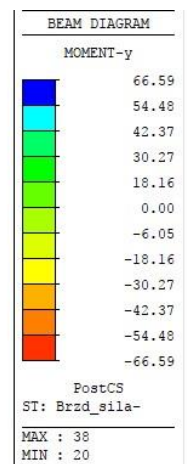
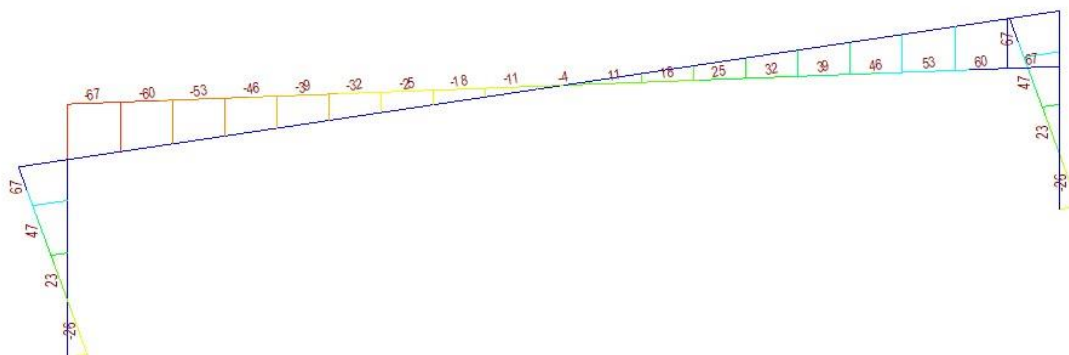
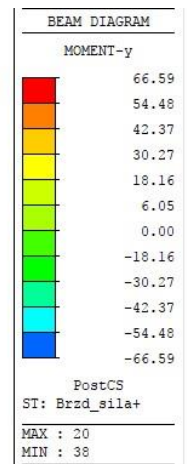
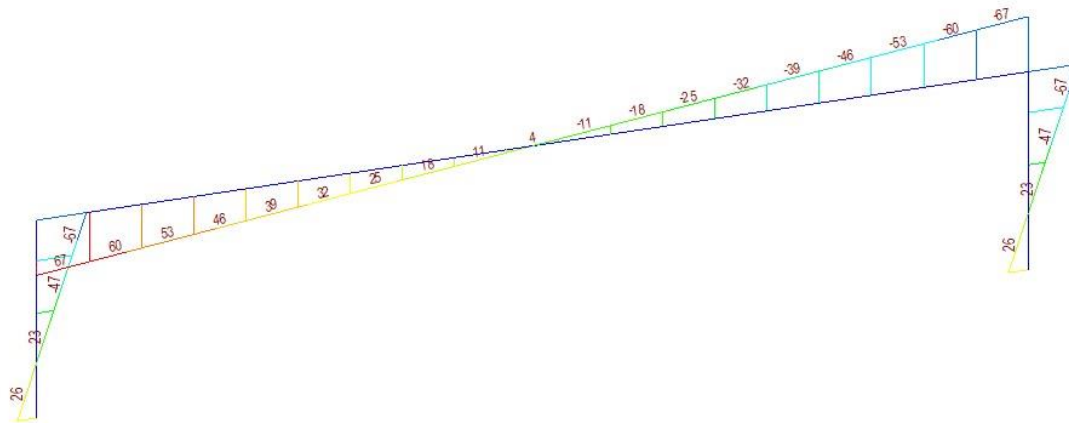
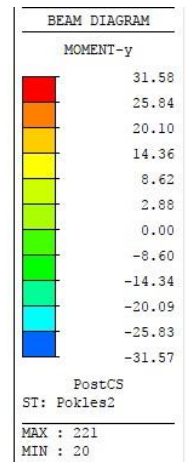
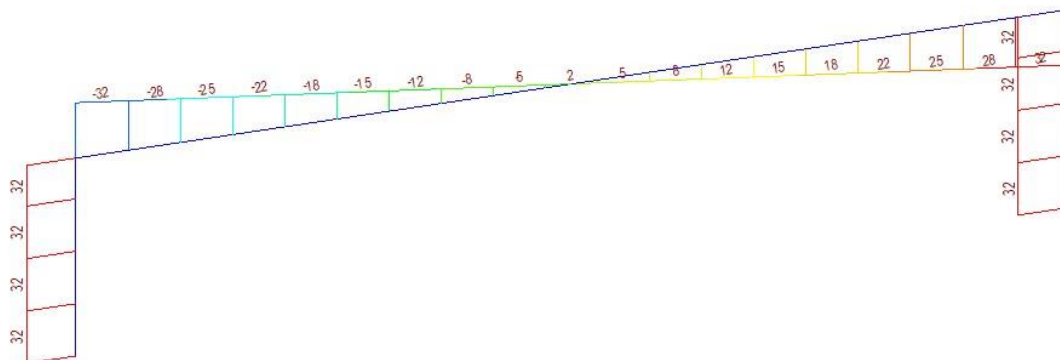


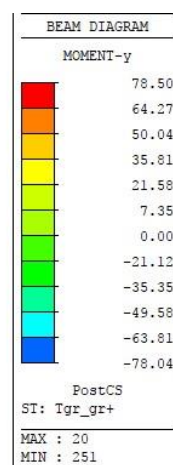
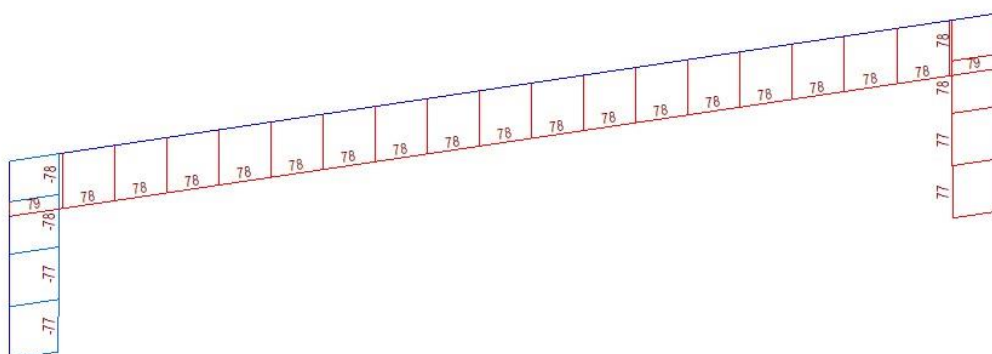
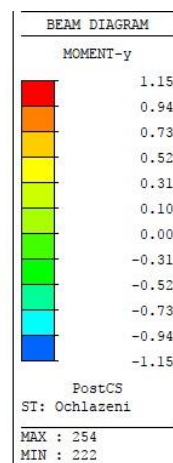
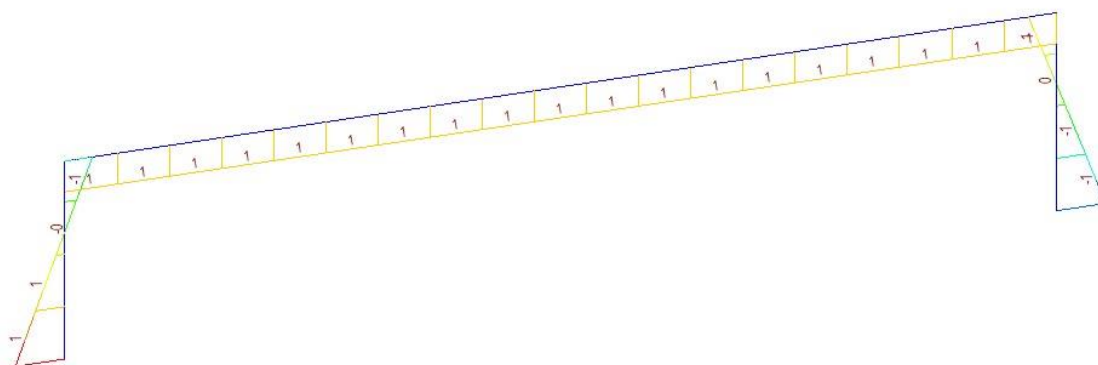
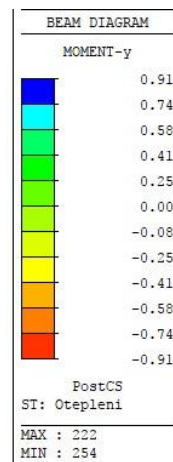
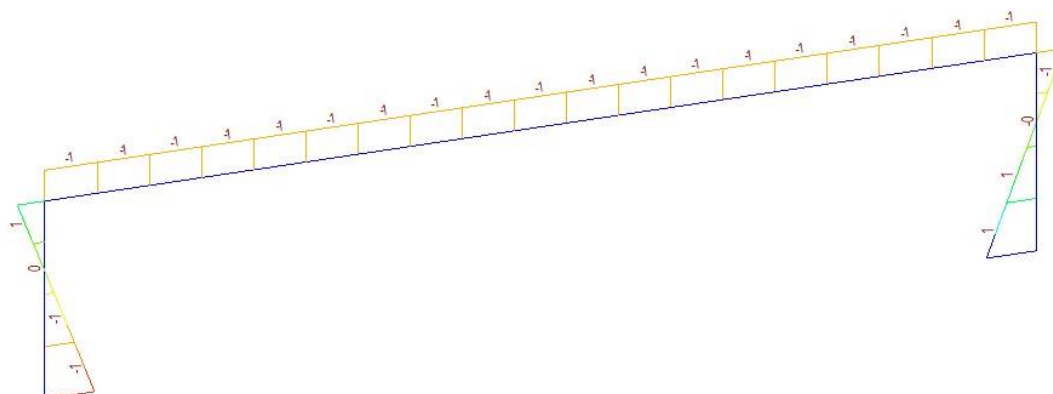
4.4.3 Vnitřní síly

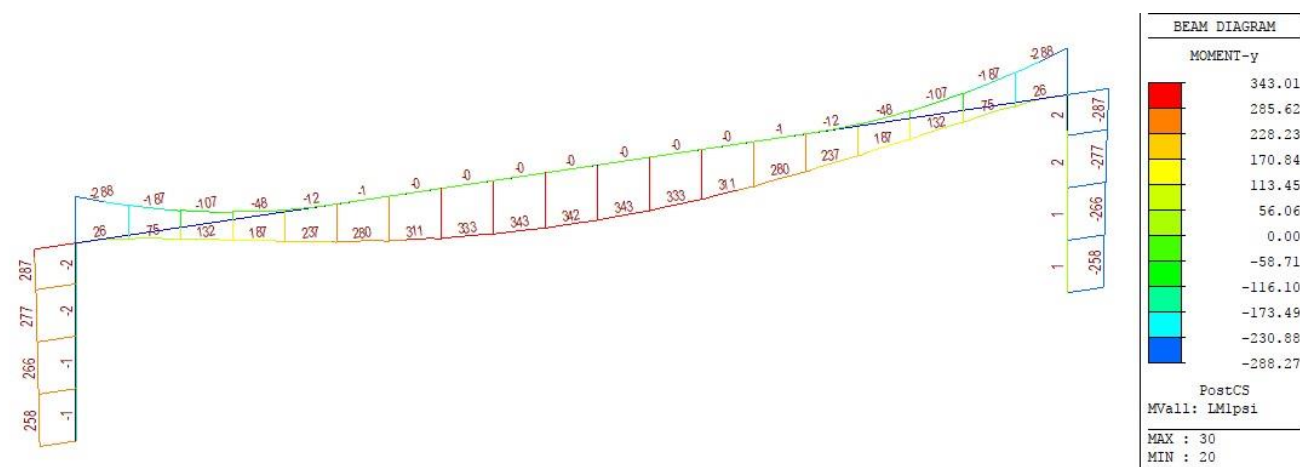
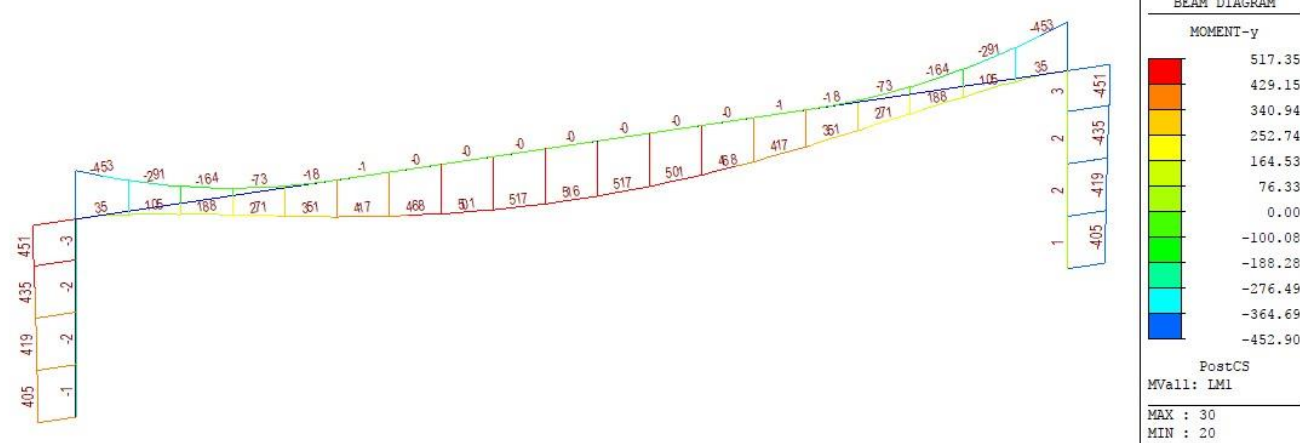
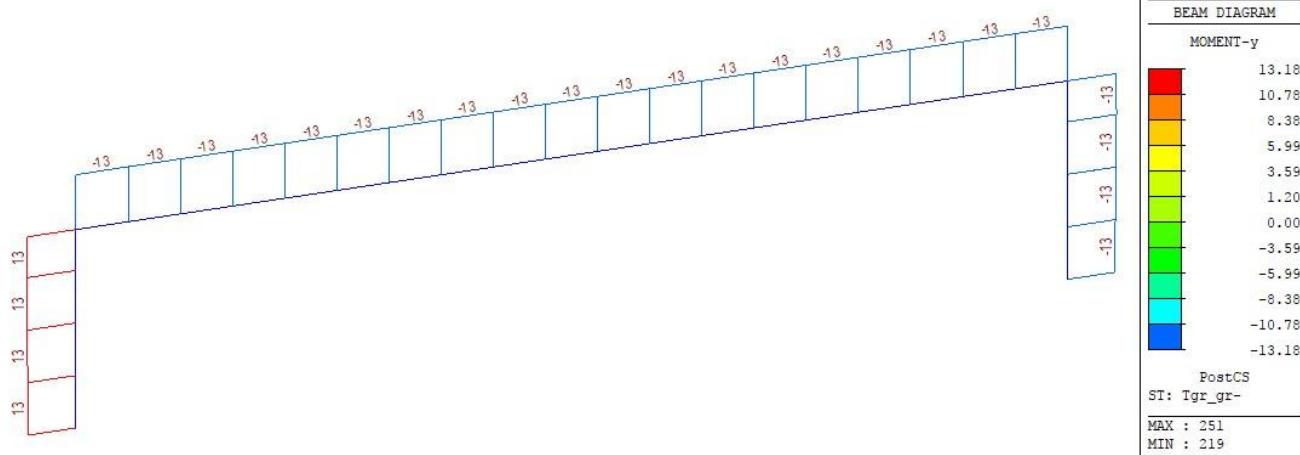
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace.

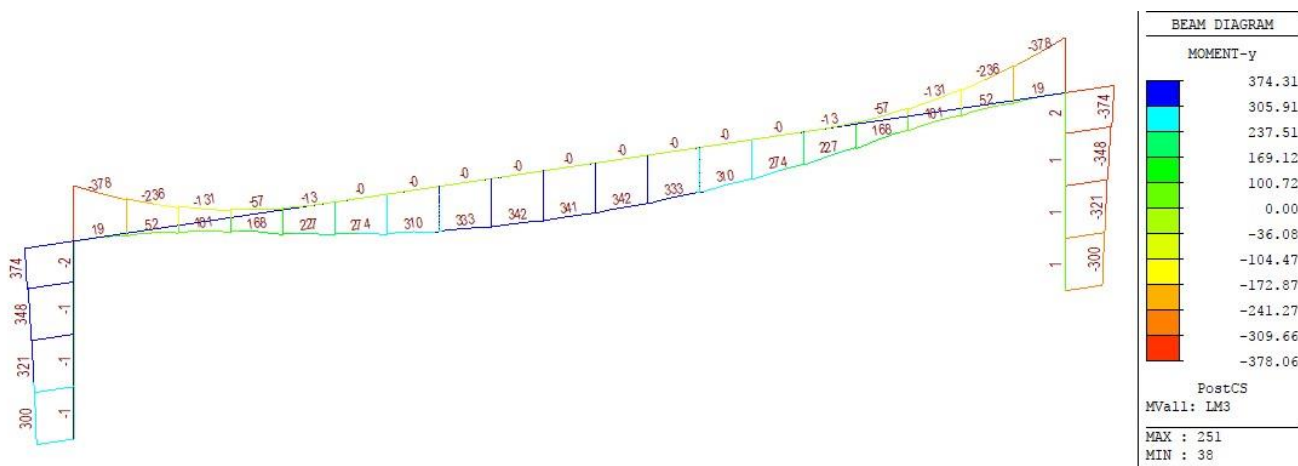












4.4.4 Posouzení předpjaté nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

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.

Limitní hodnota pro napětí v tlaku ve stádiu vnesení předpětí je rovna $0,45 \cdot f_{ck}(7)$, poté lze předpokládat lineární dotvarování a omezení nežádoucích účinků, které jsou uvedeny výše.

Výpočet limitního napětí pro čas vnesení předpětí do konstrukce:

$$f_{cm}(7) = \beta_{cc}(7) \cdot f_{cm} = 0,779 \cdot 38000 = 29,6 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(7) = f_{cm}(7) - 8,0 [\text{MPa}] = 29,6 - 8 = 21,6 \text{ MPa}$$

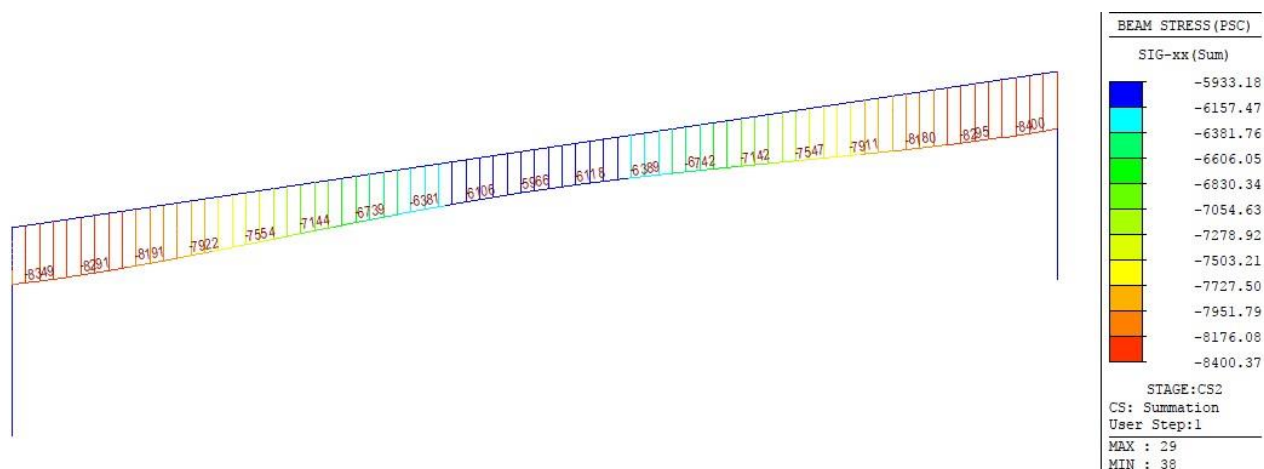
$$\sigma_{lim} = 21,6 \cdot 0,45 = 9,72 \text{ MPa}$$

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.

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

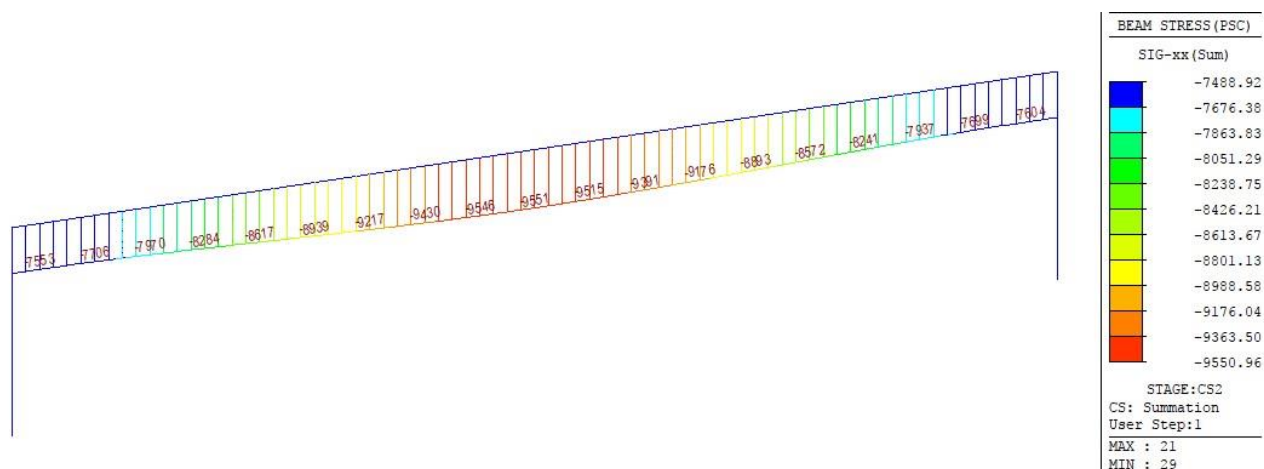
$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

Napětí po vnesení předpětí horní vlákna

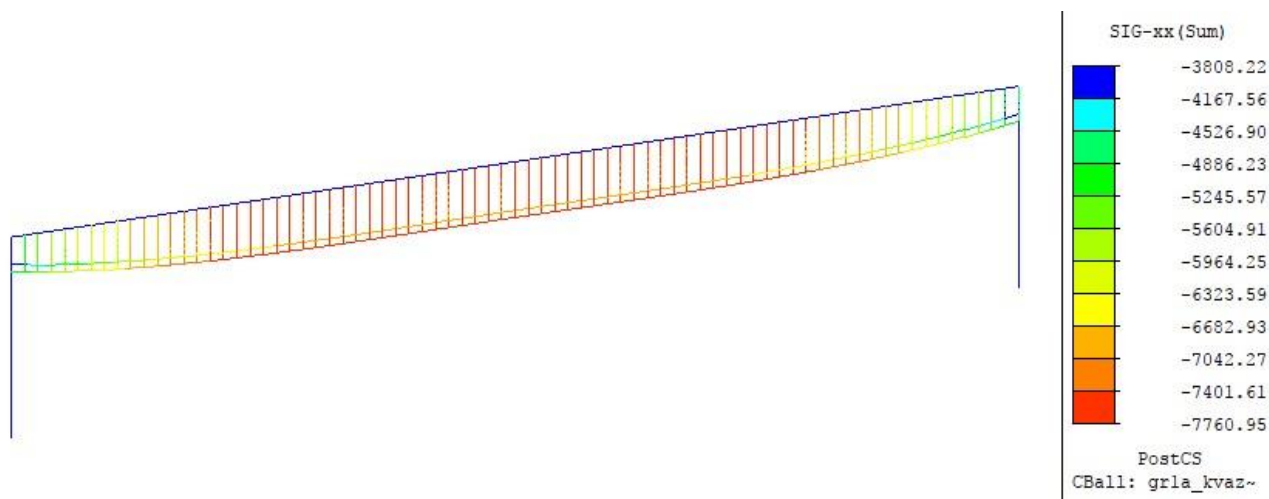




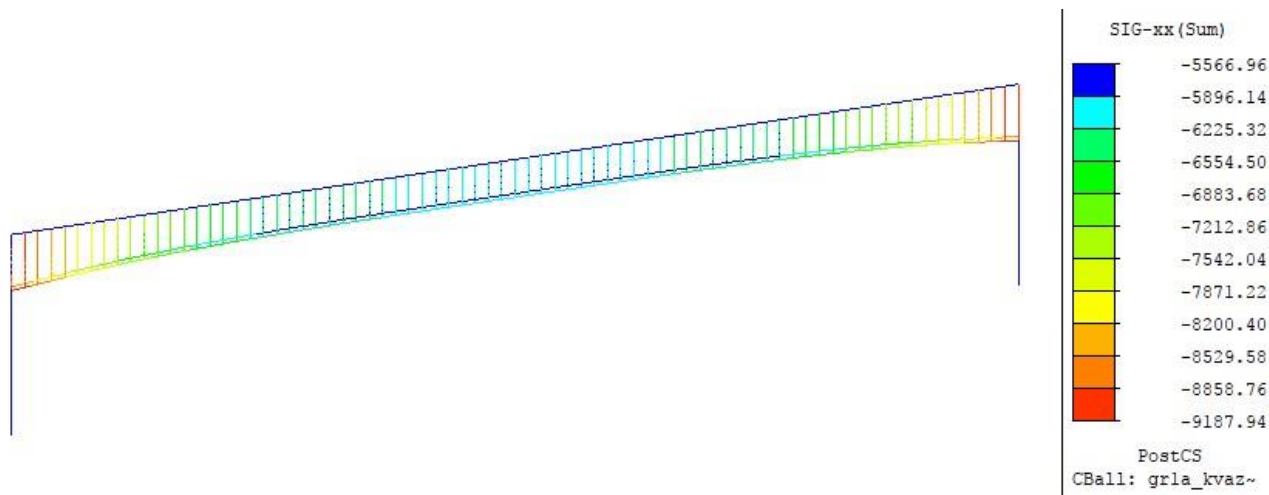
Napětí po vnesení předpětí dolní vlákna



Kvázistálá kombinace, napětí, horní vlákna, too

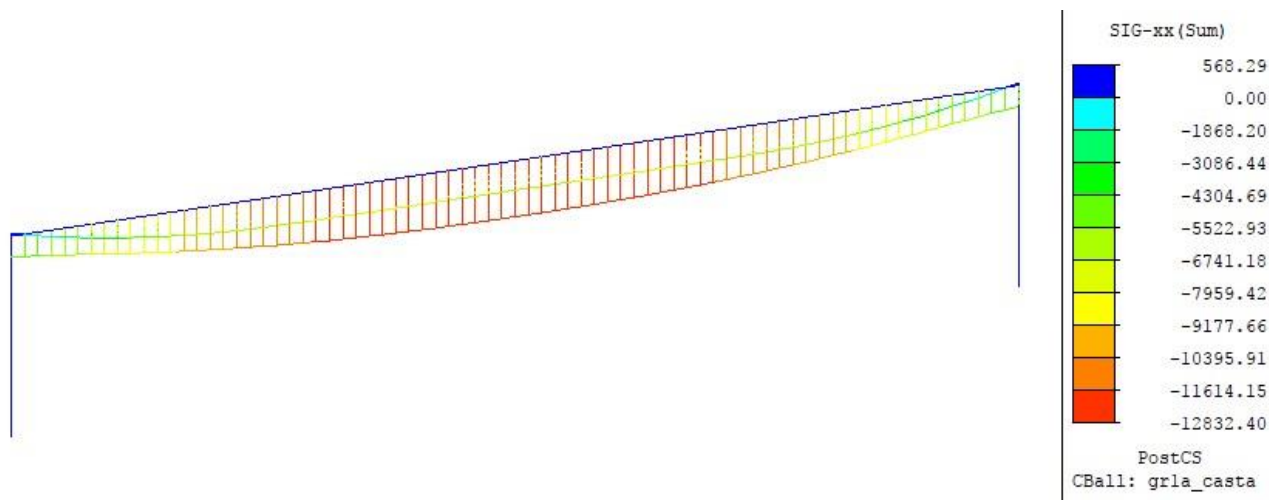


Kvázistálá kombinace, napětí, horní vlákna, too

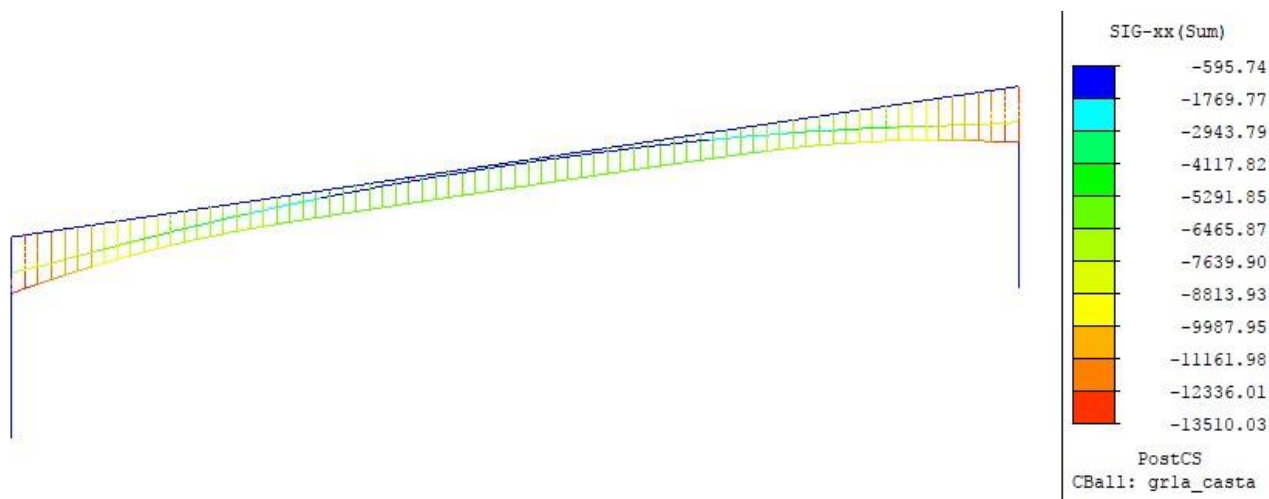




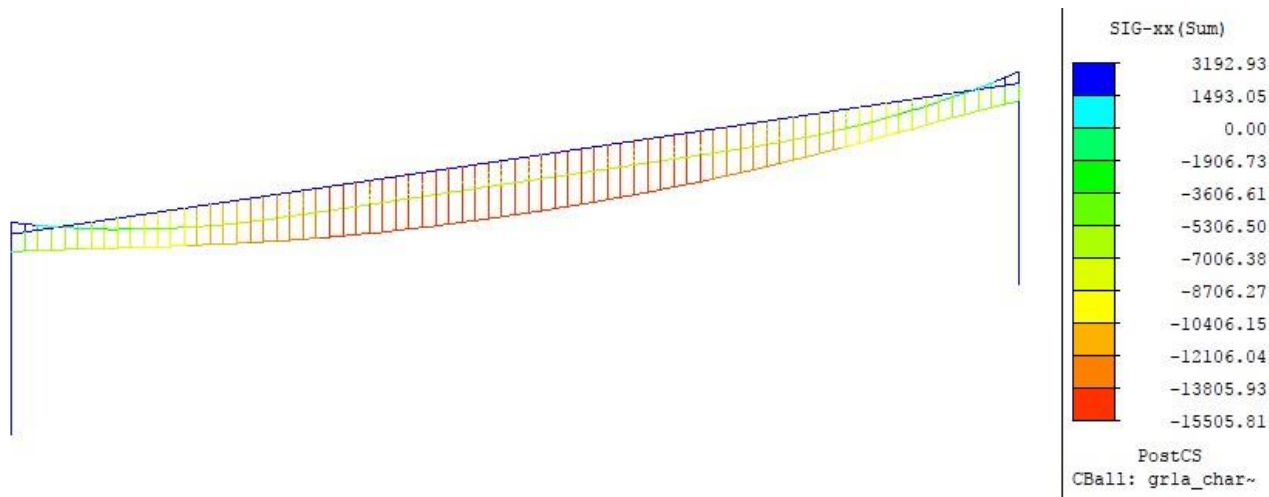
Častá kombinace, napětí, horní vlákna, too



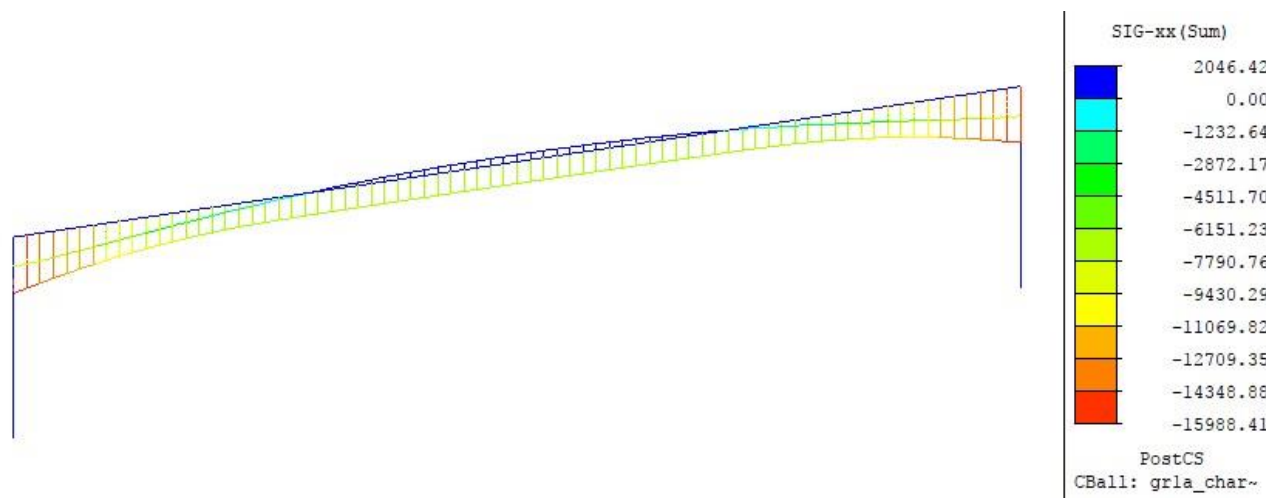
Častá kombinace, napětí, horní vlákna, too



Charakteristická kombinace, napětí, horní vlákna, too



Charakteristická kombinace, napětí, dolní vlákna, too



Mezní stav omezení trhlin

Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro prvky předpjaté soudržnou výztuží a stupeň vlivu prostředí XD, XS, XF požadována šířka trhliny od časté kombinace zatížení $w_{\max}=0.1$ mm. Jestliže bude dodržena podmínka dekomprese ve všech posuzovaných průřezích pro častou kombinaci zatížení, v konstrukci postačí navrhnout pouze minimální betonářskou výztuž podle ČSN EN 1992-2.

Při návrhu je splněna podmínka dekomprese.

Mezní stav omezení průhybů

Protože konstrukce je navržena tak, že je dodržena podmínka dekomprese při časté kombinaci zatížení, předpokládám, že beton nebude porušen trhlinami, a průhyby jsou spočítány na konstrukci bez trhlin.

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).

Spočtený průhyb: $\delta_{\max} = 7 \text{ mm} < \delta_{\lim} = 19000/600 = 32 \text{ mm}$

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.

4.4.5 Posouzení předpjaté nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

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

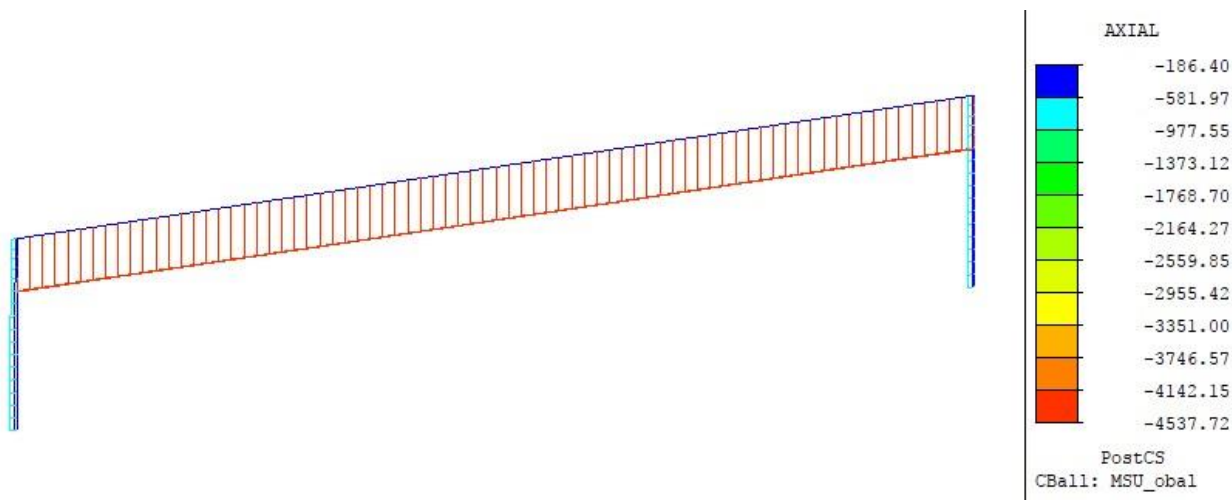
Ohyb a normálová síla

Při stanovení mezního momentu únosnosti předpjatého betonového průřezu se uvažují následující předpoklady:

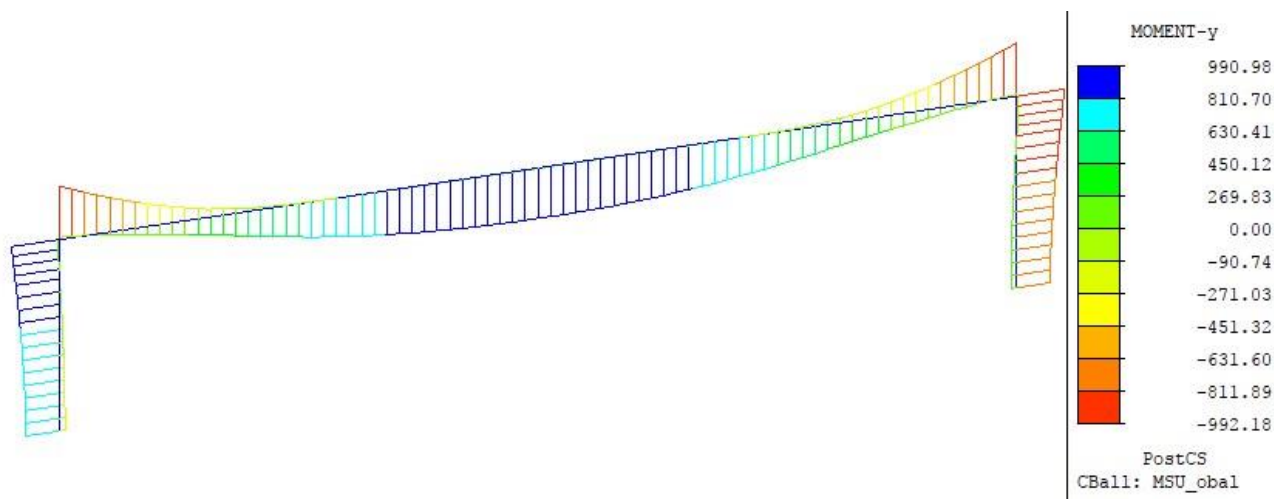
- rovinné průřezy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává

Vnitřní síly od kombinace MSÚ

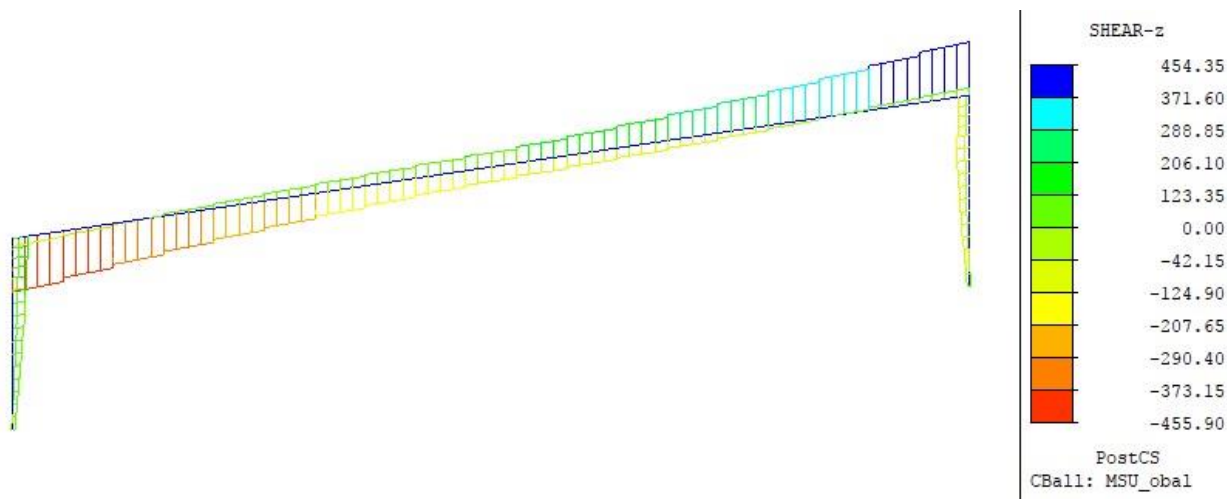
Normálová síla, too, kN



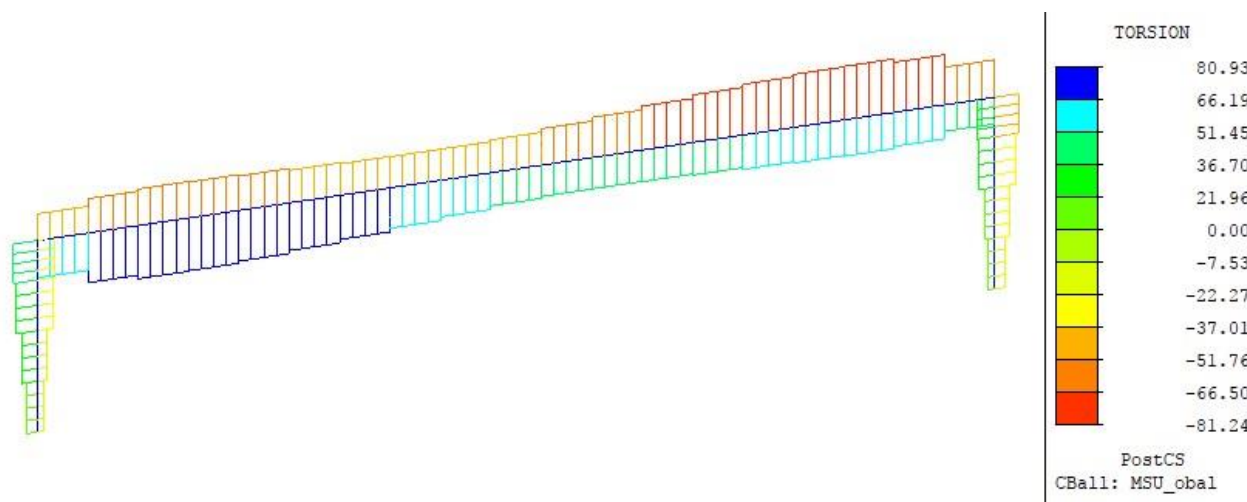
Ohybový moment, too, kNm



Posouvající síla, too, kN



Krouťící moment, too, kNm



Výpočet mezního momentu v poli

Výpočet je provedený pro celou šířku nosné konstrukce

16 kabelů, 12 lan

 $f_y = 1770 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 1770 / 1,15 = 1539 \text{ MPa}$ plocha všech kabelů, $A = 0,0288 \text{ m}^2$ mezní síla v předpínací výztuži $F_{yd} = 1539 \cdot 0,0288 = 44,323 \text{ MN}$ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17 \text{ MPa}$ odpovídající plocha betonu, $A_c = F_{yd} / f_{cd} = 44,323 / 17 = 2,607 \text{ m}^2$ výška tlačené oblasti, $0,8 \cdot x = 2,607 / 7,5 = 0,347 \text{ m}$ rameno vnitřních sil, $z = 0,63 - 0,5 \cdot 0,347 = 0,316 \text{ m}$ Mezní moment $M_m = 44,323 \cdot 0,316 = 14,006 \text{ MNm}$

Posouzení

Maximální moment pro MSU pro celý most v poli $M_{y\max} = 7920 \text{ kNm}$ $M_{y\max} = 7,92 \text{ MNm} < 14,006 \text{ MNm}$

Využití 56%

4.4.6 Posouzení rámového rohu.

Rámový roh je navržený jako železobeton, bez uvažování vlivu předpínací síly. Ohybové účinky předpínací síly uvažovány jsou. Posouzený je výsek šířky 1 m.

Vnitřní síly

Kvázistálá kombinace

 $M_y = 164 \text{ kNm}$

Častá kombinace

 $M_y = 451 \text{ kNm}$

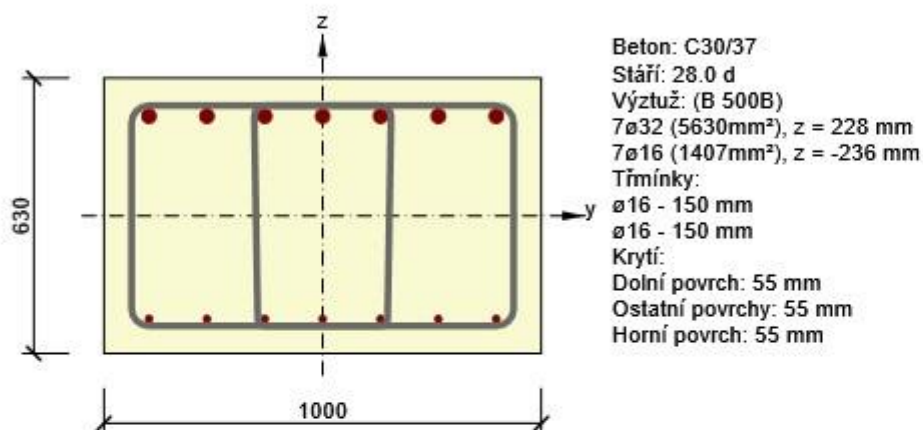
Charakteristická kombinace

 $M_y = 616 \text{ kNm}$

MSÚ (mezní stav únosnosti)

 $M_y = 992 \text{ kNm}$, $F_z = 456 \text{ kN}$ (smyk), $M_x = 80 \text{ kNm}$ (kroucení)**1 Posouzení řezů****1.1 Řez Ramovy_roh****1.1.1 Extrém S 1 - E 1**

| | |
|------------------|------------|
| Dimenzační dílec | Ramovy_roh |
| Vyztužený průřez | Ramovy_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 | -456.0 | 80.0 | -992.0 | 0.0 |
| Celkové | Charakteristická | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -616.0 | 0.0 |
| Celkové | Kvazistálá | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | -164.0 | 0.0 |

1.1.1.2 Souhrn

| Rozhodující typ posudku | N _{Ed} [kN] | M _{Ed,y} [kNm] | M _{Ed,z} [kNm] | V _{Ed} [kN] | T _{Ed} [kNm] | Hodnota [%] | Posudek |
|-------------------------|----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|-------------|---------|
| Interakce | 0.0 | -992.0 | 0.0 | 456.0 | 80.0 | 100.0 | OK |
| Typ posudku | N _{Ed} [kN] | M _{Ed,y} [kNm] | M _{Ed,z} [kNm] | V _{Ed} [kN] | T _{Ed} [kNm] | Hodnota [%] | Posudek |
| Únosnost N-M-M | 0.0 | -992.0 | 0.0 | | | 84.2 | OK |
| Smyk | 0.0 | | | 456.0 | 80.0 | 45.6 | OK |
| Kroucení | | | | | 80.0 | 19.5 | OK |
| Interakce | 0.0 | -992.0 | 0.0 | 456.0 | 80.0 | 100.0 | OK |
| Omezení napětí | 0.0 | -616.0 | 0.0 | | | 83.9 | OK |
| Šířka trhliny | 0.0 | -164.0 | 0.0 | | | 24.3 | OK |

St Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

4.4.7 Mostní závěry

Dotvarování

Součinitel dotvarování pro interval 50 dní – 100 let.

$$\phi = 1,56$$

Průměrná normálová síla ve výseku šířky 1m

$$N_x = 5000 \text{ kN}$$

Okamžité pružné zkrácení

$$\varepsilon_o = 5000 \text{ kN} / 0,63 \text{ m}^2 / 33000 \text{ MPa} = 0,241 \text{ mm/m}$$

Dotvarování

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_o * \phi = 0,241 * 1,56 = -0,376 \text{ mm/m}$$

Smršťování pro interval 50 dní – 100 let.

$$\varepsilon_{sh} = -0,24 \text{ mm/m}$$

Ochlazení

$$\Delta T_{N,con*} = \Delta T_{N,con} + -10^\circ = -46^\circ$$

$$\varepsilon_{Tn,con} = -0,46 \text{ mm/m}$$

Oteplení

$$\Delta T_{N,exp*} = \Delta T_{N,exp} + 10^\circ = -38,5^\circ$$

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,385 \text{ mm/m}$$

Celkové zkrácení

$$\varepsilon_{cr} * 1,35 + \varepsilon_{sh} * 1,6 + \varepsilon_{Tn,con} = -0,376 * 1,35 + -0,24 * 1,6 + -0,46 = 1,35 \text{ mm/m} * 20 \text{ m} = 27 \text{ mm}$$

Celkové prodloužení

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,385 \text{ mm/m} * 20 \text{ m} = 7,7 \text{ mm}$$

4.4.8 Návrh a posouzení založení

Mikropiloty

Pro založení mostu jsou uvažovány trubkové mikropiloty. 108/16. Ocel S 355.

Maximální síly působící na mikropiloty os kombinace MSÚ

$$F_{1mp} = -542 \text{ kN (tlak)}$$

$$F_{1mp} = +101 \text{ kN (tah)}$$

**Výpočet Mikropiloty****Vstupní data****Nastavení**

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Mikropiloty

Výpočet únosnosti dřívku : geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet únosnosti kořene : metoda Lizziho

Metodika posouzení : mezní stavy

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

Parametry zemin**Třída S5**

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

Třída S4

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

Třída G4

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

Třída G1, ulehlá

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

Geometrie

Průměr = 108.0 mm

Tloušťka stěny = 16.0 mm

Statický výpočet



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

Materiál konstrukce:**Zalivka**

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

Ocel

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

Geologický profil a přiřazení zemin

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

Zatížení

| Číslo | Síla nová | změna | Název | Síla N [kN] | Moment M [kNm] |
|-------|-----------|-------|---------------|-------------|----------------|
| 1 | ANO | | Zatížení č. 2 | 542.00 | 10.00 |

Hladina podzemní vody

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

Posouzení čís. 1**Posouzení průřezu - výpočet číslo 1****Ve výpočtu uvažován vliv koroze**

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

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

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

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

Spočtený počet půlvln $n = 1.23$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 2.47 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 1588.25 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{ma} = 542.00 \text{ kN}$
 x

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu $A_i = 4.85E+03 \text{ mm}^2$
 Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 4.69E+06 \text{ mm}^4$
 Štíhlost prutu $\lambda = 79.541$
 Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0.674$
 Úroveň neutrální osy $= -42.0 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 227.70 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 236.67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1**Posouzení kořene - výpočet číslo 1**

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0.85$

Plášťové tření na kořeni

| Číslo | Pořadnice [m] | Tření [kPa] |
|-------|---------------|-------------|
| 1 | 0.00 | 50.00 |
| 2 | 1.00 | 50.00 |
| 3 | 2.00 | 150.00 |
| 4 | 2.00 | 600.00 |
| 5 | 5.00 | 600.00 |

Celková únosnost kořene mikropiloty $= 1041.44 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $Q_{rd} = 694.29 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{ma} = 542.00 \text{ kN}$
x

Únosnost kořene VYHOVUJE

4.4.1 Posouzení křídel**Výpočet úhlové zdi****Vstupní data****Nastavení**

Česká republika - EN 1997, předběžný návrh

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu



| Součinitele redukce zatížení (F) | | | | | |
|----------------------------------|--------------|-------------|----------|-------------|----------|
| Trvalá návrhová situace | | | | | |
| | | Kombinace 1 | | Kombinace 2 | |
| | | Nepříznivé | Příznivé | Nepříznivé | Příznivé |
| Stálé zatížení : | $\gamma_G =$ | 1.35 [-] | 1.00 [-] | 1.00 [-] | 1.00 [-] |
| Proměnné zatížení : | $\gamma_Q =$ | 1.50 [-] | 0.00 [-] | 1.30 [-] | 0.00 [-] |
| Zatížení vodou : | $\gamma_W =$ | 1.35 [-] | | 1.00 [-] | |

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

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

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

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

Pevnost v tahu

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

m

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$f_y = 500.00 \text{ MPa}$

k

Geometrie konstrukce

| Číslo | Pořadnice X [m] | Hloubka Z [m] |
|-------|-----------------|---------------|
| 1 | 0.00 | 0.00 |
| 2 | 0.00 | 0.85 |
| 3 | 0.60 | 0.85 |
| 4 | 0.60 | 3.10 |
| 5 | 1.30 | 3.10 |
| 6 | 1.30 | 4.00 |
| 7 | -1.30 | 4.00 |
| 8 | -1.30 | 3.10 |
| 9 | -0.30 | 3.10 |
| 10 | -0.30 | 0.00 |

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

Plocha řezu zdi = 4.62 m^2 .



Základní parametry zemín

| Číslo | Název | Vzorek | φ_{ef} [°] | c_{ef} [kPa] | γ [kN/m ³] | γ_{su} [kN/m ³] | δ [°] |
|-------|------------------|--------|-----------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| 1 | Třída S5 | | 27.00 | 8.00 | 18.50 | 8.50 | 0.00 |
| 2 | Třída S4 | | 29.00 | 5.00 | 18.00 | 8.50 | 0.00 |
| 3 | Třída G4 | | 32.50 | 4.00 | 19.00 | 10.00 | 0.00 |
| 4 | Třída G1, ulehlá | | 41.50 | 0.00 | 21.00 | 11.00 | 0.00 |

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

Parametry zemín

Třída S5

Objemová tíha : $\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 27.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 8.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sa} = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 t

Třída S4

Objemová tíha : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sa} = 18.50 \text{ kN/m}^3$
 t

Třída G4

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sa} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
 t

Třída G1, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 41.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná



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

Geologický profil a přiřazení zemin

| Číslo | Vrstva [m] | Přiřazená zemina | Vzorek |
|-------|------------|------------------|--------|
| 1 | 4.00 | Třída S5 | |
| 2 | 1.50 | Třída S5 | |
| 3 | 1.50 | Třída S4 | |
| 4 | 1.00 | Třída G4 | |
| 5 | - | Třída G1, ulehlá | |

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

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

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 1

| Název | F _{vod} [kN/m] | Působíště z [m] | F _{svis} [kN/m] | Působíště x [m] | Koef. překl. | Koef. posun. | Koef. napětí |
|------------------|----------------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Tíh.- zed' | 0.00 | -1.31 | 110.88 | 1.36 | 1.000 | 1.000 | 1.350 |
| Tíh.- zemní klín | 0.00 | -1.28 | 7.40 | 2.13 | 1.000 | 1.000 | 1.350 |
| Tíh.- zemní klín | 0.00 | -3.47 | 5.34 | 1.50 | 1.000 | 1.000 | 1.350 |
| Aktivní tlak | 30.56 | -1.03 | 26.35 | 2.27 | 1.350 | 1.350 | 1.350 |

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{VZ} = 255.21 \text{ kNm/m}$
d

Moment klopící $M_{Kl} = 42.39 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{VZ} = 101.91 \text{ kN/m}$
d

Vodor. síla posunující $H_{PO} = 41.25 \text{ kN/m}$
s

Zed' na posunutí VYHOVUJE**Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 77.87 kPa

Spočtené síly působící na konstrukci - kombinace 2

| Název | F _{vod} [kN/m] | Působíště z [m] | F _{vis} [kN/m] | Působíště x [m] | Koef. překl. | Koef. posun. | Koef. napětí |
|------------------|----------------------------|--------------------|----------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Tíh.- zed' | 0.00 | -1.31 | 110.88 | 1.36 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| Tíh.- zemní klín | 0.00 | -1.28 | 7.40 | 2.13 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| Tíh.- zemní klín | 0.00 | -3.47 | 5.34 | 1.50 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| Aktivní tlak | 43.36 | -1.09 | 28.28 | 2.26 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlopení**Moment vzdorující $M_{VZ} = 238.37$ kNm/m
dMoment klopící $M_{Kl} = 47.41$ kNm/m**Zed' na překlopení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{VZ} = 78.01$ kN/m
dVodor. síla posunující $H_{po} = 43.36$ kN/m
s**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 60.41 kPa

Únosnost základové půdy**Síly působící ve středu základové spáry**

| Číslo | Moment [kNm/m] | Norm. síla [kN/m] | Pos. síla [kN/m] | Excentricita [m] | Napětí [kPa] |
|-------|-------------------|----------------------|---------------------|---------------------|-----------------|
| 1 | -10.64 | 202.45 | 41.25 | 0.00 | 77.87 |
| 2 | -5.88 | 159.19 | 41.25 | 0.00 | 61.23 |

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0.0$ mmMaximální dovolená excentricita $e_{do} = 858.0$ mm
v**Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Max. napětí v základové spáře $\sigma = 77.87$ kPaÚnosnost základové půdy $R = 200.00$ kPa
d**Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE**



5 Závěr

Výpočtem bylo prokázáno, že navržený most z hlediska geometrických a materiálových charakteristik vyhovuje. V dalším stupni projektové přípravy bude zpracován statický výpočet, který bude respektovat skutečně použitý předpínací systém a budou dimenzovány podružnější části konstrukce.

V Ústí nad Labem 10/2017

Ing. Igor Bálik

6 Schéma výztuže

Schéma betonářské výztuže nosné konstrukce

