

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

Chebská 282, 356 01 Sokolov

**SO 201 MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 020 5 - 1 KRÁSNÝ JEZ****STAVBA****MODERNIZACE MOSTŮ
V KARLOVARSKÉM KRAJI (4)
MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 020 5 - 1
KRÁSNÝ JEZ**

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

Prašná 2324, 407 47 Varnsdorf

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

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

ING. LIBOR VYKOUKAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

JAROSLAV ZAVADIL, DiS.

TECHNICKÁ KONTROLA

ING. IGOR BÁLIK

INVESTOR**ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO****KSÚS KK****2020-054****DATUM****05/2021****STUPEŇ****DUSP/PDPS****MĚŘÍTKO****-****PŘÍLOHA****STATICKÝ VÝPOČET****Č. PŘÍLOHY****17****PARÉ**



Obsah

1 Identifikační údaje	3
2 Základní údaje o mostu.....	4
2.1 Technický popis konstrukce	5
2.2 Výpočetní model	5
2.3 Výpočetní pomůcky	6
2.4 Přehled využívaných norem a použité literatury.....	6
2.5 Podklady pro zpracování statického výpočtu	6
2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu	6
3 Grafické přílohy statického výpočtu.....	7
3.1 Půdorys.....	7
3.2 Podélný řez.....	8
3.3 Příčný řez.....	9
4 Výpočet.....	9
4.1 Konstrukce	9
4.1.1 Schéma konstrukce	9
4.1.2 Předpokládaný postup výstavby.....	11
4.2 Materiály	12
4.2.1 Předpínací výztuž	12
4.2.2 Betonářská výztuž	13
4.3 Zatížení	13
4.3.1 Zatížení stálé	13
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	13
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	13
<u>Zemní tlak</u>	13
4.3.2 Pokles podpěr	13
4.3.3 Zatížení proměnné	14
<u>Zatížení dopravou</u>	14
Model zatížení 1 (LM1)	14
Model zatížení 2 (LM2)	14
Model zatížení 3 (LM3)	14
Brzdné a rozjezdové síly.....	14
Odstředivé a jiné příčné síly	14
Klimatická zatížení – zatížení teplotou	15
4.3.4 Kombinace zatížení	17
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	17
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	18
4.4 Nosná konstrukce	20
4.4.1 Postup výstavby	20
4.4.2 Návrh předpětí	20
4.4.3 Vnitřní síly	22
4.4.4 Posouzení předpjaté nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti.....	26
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	26
<u>Mezní stav omezení průhybů</u>	33
4.4.5 Posouzení předpjaté nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	33
<u>Ohyb a normálová síla</u>	33



4.4.6 Smyk.....	39
4.4.7 Únava krajního nosníku v polovině rozpětí	39
4.4.8 Posouzení závěrné zídky – mezní stavy únosnosti	40
<u>Ohyb a normálová síla</u>	40
4.4.9 Posouzení mikropiloty	44
4.4.10 Mostní závěry a posuny ložisek	48
5 Závěr	49
6 Schéma výztuže	Chyba! Záložka není definována.



1 Identifikační údaje

Stavba

Objekt číslo

Název objektu

Kraj

Obec

Katastrální území

Investor

Modernizace mostů v karlovarském kraji (4)

SO 201

MODERNIZACE MOSTU EV. Č. 020 5 - 1 KRÁSNÝ JEZ

CZ041 Karlovarský kraj

554995 Bečov nad Teplou (okres Karlovy Vary)

601276 Krásný Jez (okres Karlovy Vary)

**Krajská správa a údržba silnic Karlovarského kraje,
příspěvková organizace**

Chebská 282

356 01 Sokolov

IČ: 70947023

Projektant objektu

S.A.W. Consulting s r. o.

středisko Ústí nad Labem

Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí nad Labem

Jaroslav Zavadil, DiS.

tel. 607 930 191

Silnice III/0205

-

vodoteč Teplá

90,00°

-

Druh převáděné komunikace

Kategorie komunikace

Druh přemostované překážky

Úhel křížení

Požadovaný průjezdný profil

Zatížení

Účel dokumentace

Zatížení dle ČSN EN 1991 (skupina PK 1)

**Projektová dokumentace pro společné povolení stavby -
DUSP**

2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:

4.1.2 a)	silniční most
4.1.2 b)	s betonovou deskou a s příčníky
4.1.2 c)	s vozovkovým souvrstvím
4.2)	most přes vodoteč
4.3)	most o jednom poli
4.4)	most s mostovkou v jedné úrovni
4.5)	most s horní mostovkou
4.6)	most bez přesypávky
4.7)	nepohyblivý
4.8)	trvalý
4.10.1)	most v přímé
4.11.	kolmý
4.12.	most z předpjatého betonu
4.14	trámový most
4.15	s neomezenou volnou výškou
4.16	otevřeně uspořádaný

<i>Charakteristika objektu</i>	Most na komunikaci III/0205, přes vodoteč jednopolevý, s horní mostovkou, kolmý, trvalý, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	19,70 m kolmá,
<i>Délka mostu</i>	28,50 m kolmá
<i>Délka nosné konstrukce</i>	22,70 m kolmá
<i>Rozpětí</i>	21,350 m kolmé
<i>Šikmost mostu</i>	kolmý
<i>Volná šířka mostu</i>	5,5 m (5,5 m mezi obrubami)
<i>Šířka průchozího prostoru</i>	0,75 + 0,5 bezpečností odstup pro svodidlo
<i>Šířka mostu</i>	7,85 m
<i>Stavební výška</i>	1,215 m v ose mostu
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	178,195 m ²
<i>Důležitá upozornění</i>	-
<i>Zatížení mostu</i>	Uvažováno zatížení dle ČSN EN 1991, hodnoty regulačních součinitelů jsou uvažovány pro skupinu pozemních komunikací 1. Předpokládaná minimální zatížitelnost $V_n = 32$ t, $V_r = 80$ t, $V_e = 180$ t.
<i>Důležitá upozornění</i>	

Popis objektu:

- založení – kombinace plošného a hlubinného
- nosná konstrukce – trémová z předpjatých nosníků a spřahující deskou, uložení přes příčníky na ložiska a nové úložné prahy
- opěry – stávající betonové s novým úložným prahem
- úprava povrchů – betony dle předepsaného typu bednění a úpravy

Vybavení mostu:

- římsy – železobetonové monolitické
- izolace – izolační souvrství schválené MDS ČR
- zábradlí – se svislou výplní
- zábradelní svodidlo – se svislou výplní
- stálé zařízení – most není vybaven stálým zařízením

2.1 Technický popis konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří trémový most z prefabrikovaných nosníků se železobetonovou deskou.

Rozpětí pole je 21,350 m. Bude zhotoven nový úložný práh ze železobetonu. Most je kolmý. Příčný řez tvoří prefabrikované nosníky spřahované železobetonovou deskou. Celková výška NK je 1,225 m.

2.2 Výpočetní model

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model nosné konstrukce.

2.3 Výpočetní pomůcky

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

- Midas CIVIL 2020
- Microsoft Office 365
- IDEA StatiCa
- Geo 5

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) Hlavní mostní prohlídka - 06/2016 -Ing. David Křemeček
- (3) Diagnostický průzkum – 11/2020 – Kancelář stavebního inženýrství s.r.o.
- (4) Inženýrsko- geologický průzkum – 09/2007 INGEP

2.6 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Libor Vykoukal

Projektant mostních a inženýrských

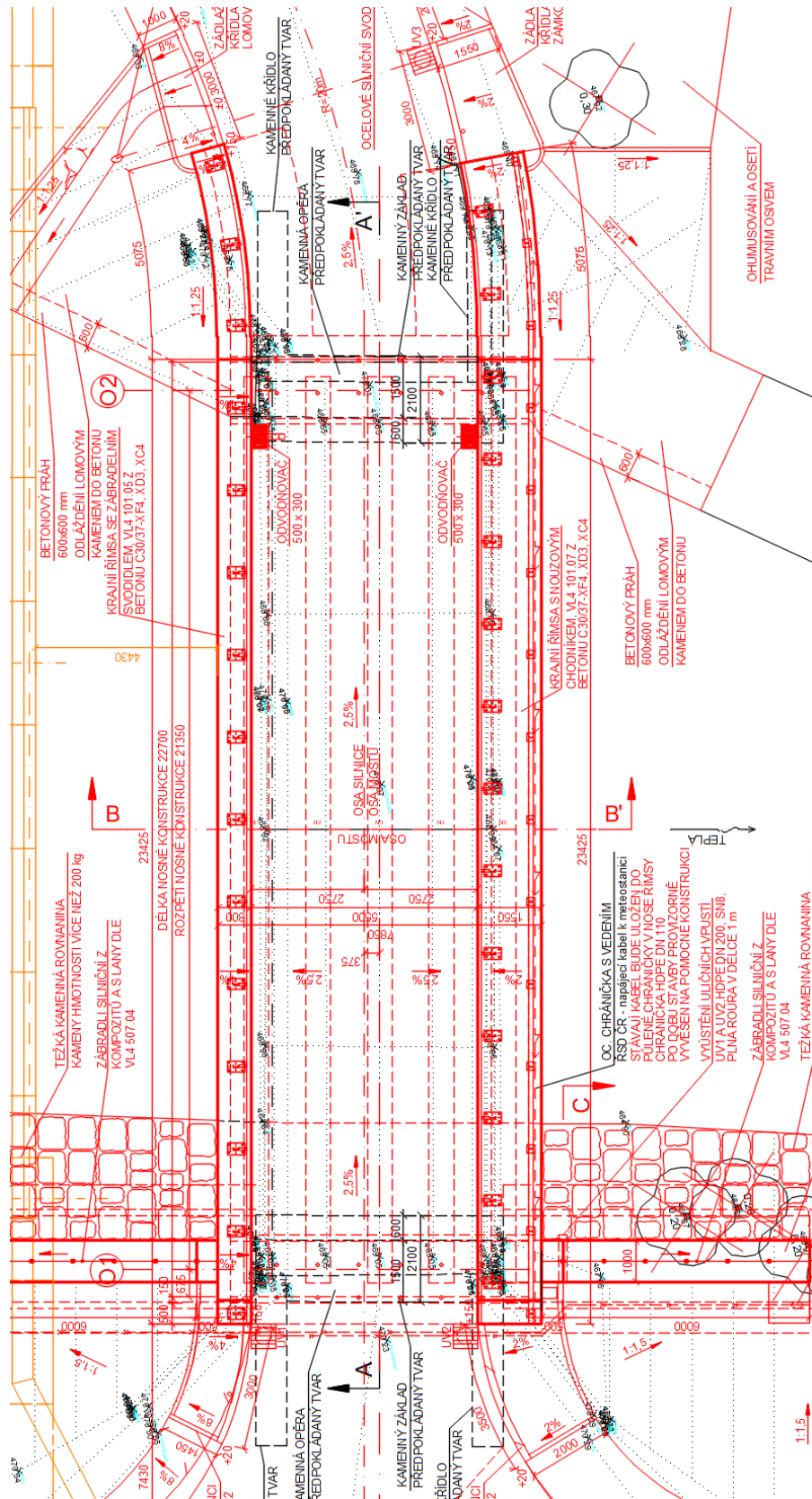
.....

Ing. Libor Vykoukal

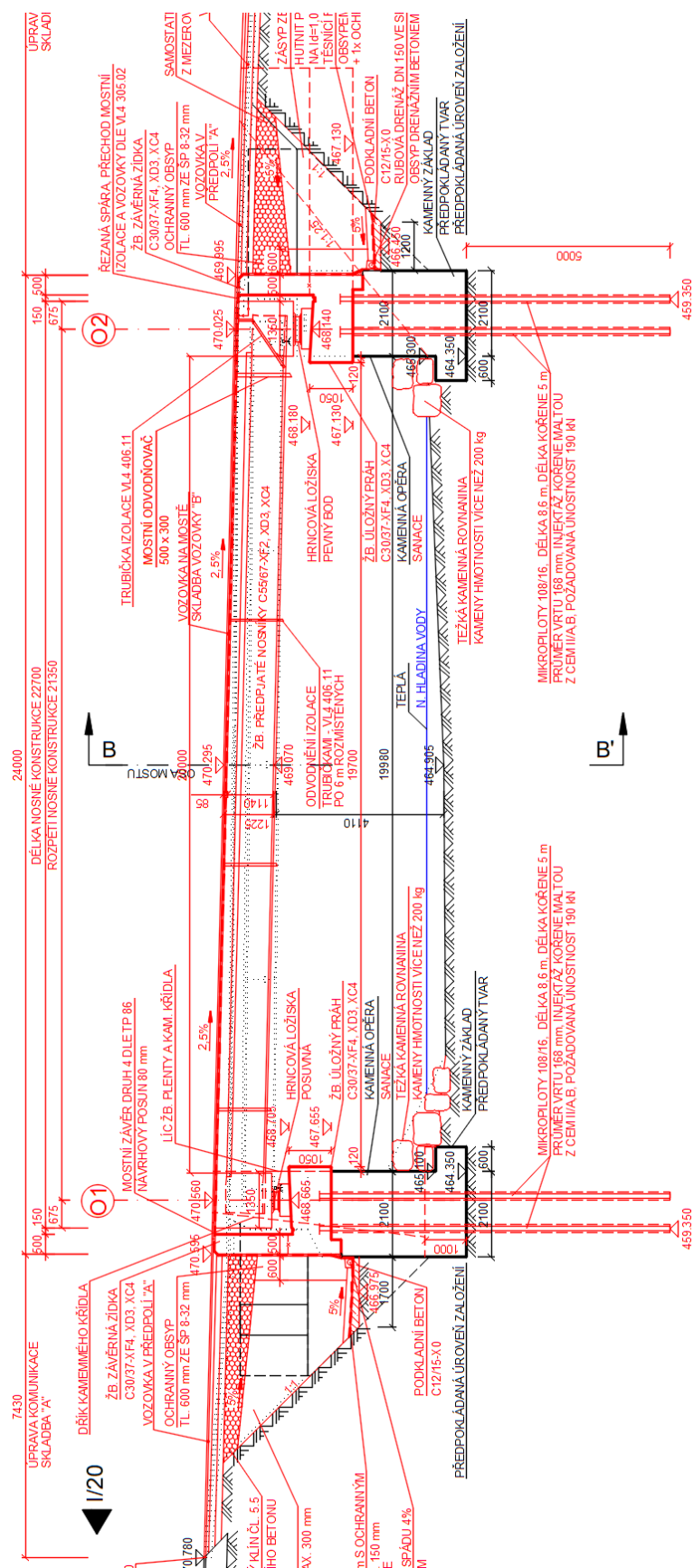
V Liberci, červenec 2021

3 Grafické přílohy statického výpočtu

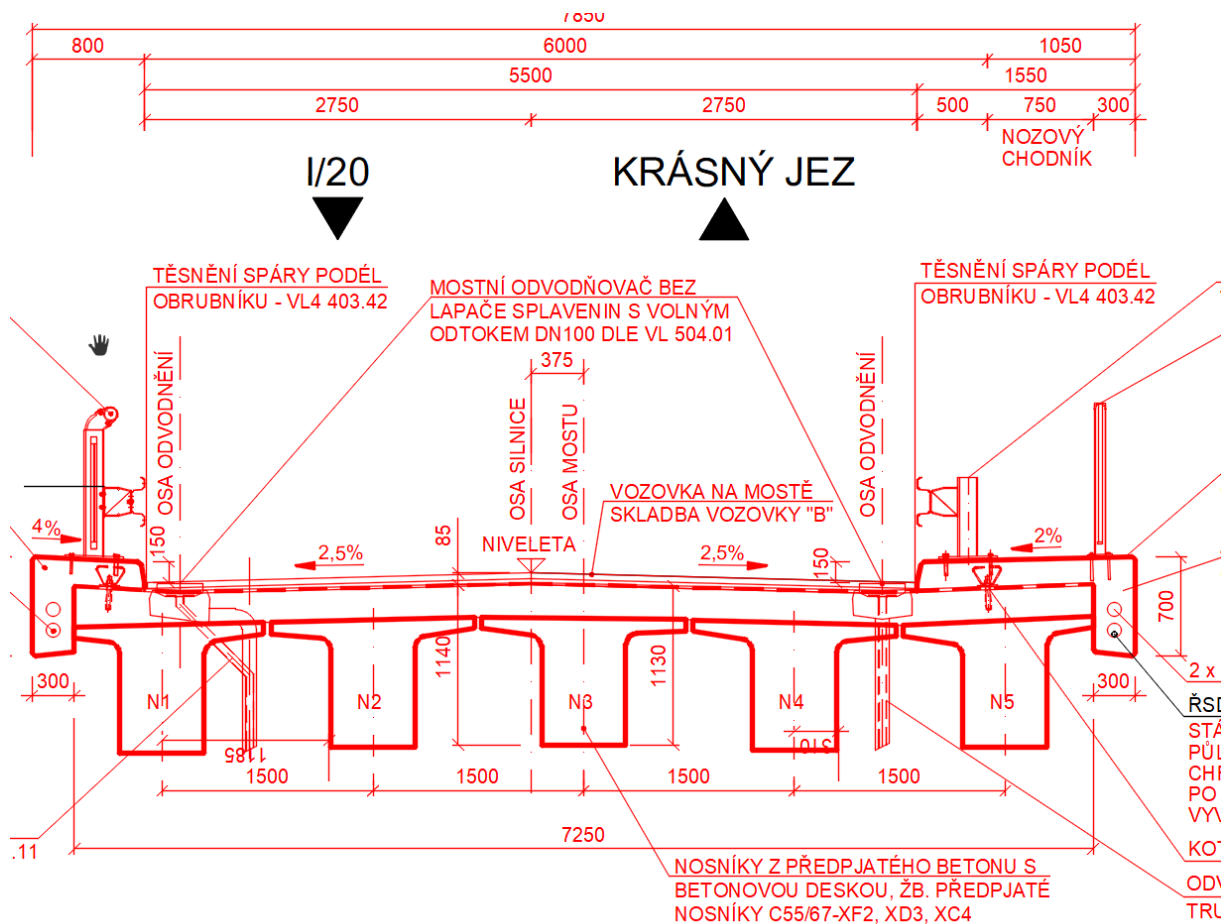
3.1 Pūdorys



3.2 Podélný řez



3.3 Příčný řez

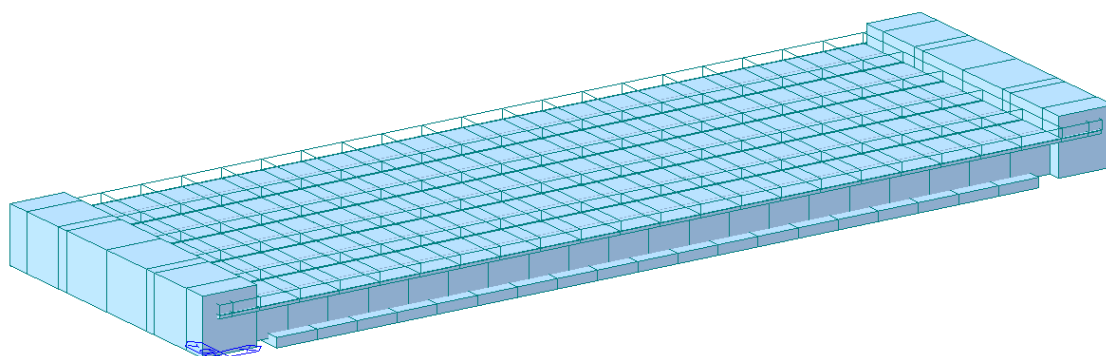


4 Výpočet

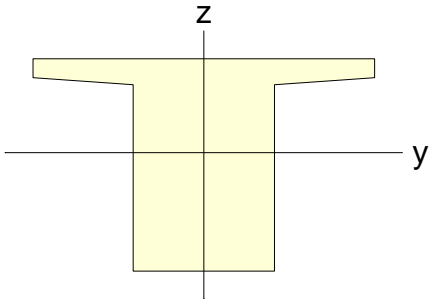
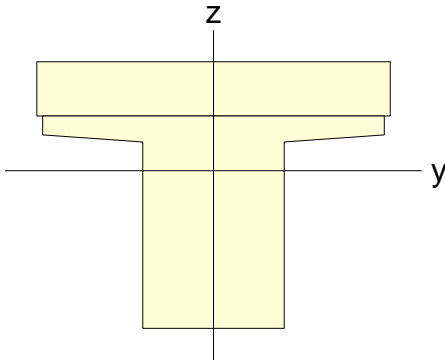
4.1 Konstrukce

4.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model. Konstrukci tvoří 5 nosníků, které jsou příčně spojeny.



Model

Before Composite					After Composite				
									
A (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)	A (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	z (+) (m)	z (-) (m)
0.621	0.386	0.404	0.398	0.502	0.917	0.585	0.532	0.232	0.668
Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	y (+) (m)	y (-) (m)
0.039	0.048	0.038	0.725	0.725	0.042	0.102	0.093	0.725	0.725
-	-	-	-	-	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	1.164	1.164	1.000	0.200	0.200

4.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	ubourání nosné konstrukce a části opěry
30 dní	betonáž nosníků
33 dní	předepnutí nosníků a přesun na skládku
46 dní	dopnutí nosníků
60 dní	osazení nosníků, betonáž spřahující desky I. etapy
110 dní	zhotovení mostního svršku I. etapy a uvedení této části do provozu
110 dní	osazení nosníků, betonáž spřahující desky II. etapy
150 dní	zhotovení mostního svršku II. etapy
190 dní	uvedení celkové do provozu celé konstrukce
100 let	konec životnosti.

4.2 Materiály

Beton:	C55/67
Sečnový modul pružnosti:	$E_{cm} = 38\,000\text{ MPa}$
Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 55\text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 4,20\text{ MPa}$ (průměrná hodnota)
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctk;0,05} = 3,00\text{ MPa}$ (dolní charakteristická hodnota)
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

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:	$f_{ctm} = 2,90\text{ MPa}$ (průměrná hodnota)
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctk;0,05} = 2,00\text{ MPa}$ (dolní charakteristická hodnota)
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

4.2.1 Předpínací výztuž

Výztuž:	lana Ø15,7 mm, ocel Y1860S7
Plocha jednoho lana:	$A_{p1} = 150\text{ mm}^2$
Charakteristická pevnost v tahu:	$f_{pk} = 1860\text{ MPa}$
Charakteristická mez kluzu 0,1%:	$f_{p0,1k} = 1640\text{ MPa}$
Dílčí součinitel:	$\gamma_s = 1,15$
Návrhová pevnost v tahu:	$f_{pd} = 1426\text{ MPa}$
Maximální napětí v předpínací výztuži	$\sigma_{pmax} = \min\{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\} = \min\{0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1640\}$ $\sigma_{pmax} = \min\{1488; 1476\} = 1476\text{ MPa}$
Návrhová hodnota modulu pružnosti:	$E_p = 195\text{ GPa}$
Součinitel tření	$\mu = 0,20$
Nezamýšlená úhlová změna	$k = 0,8 \times 10^{-3}$
Pokluz v kotvě	$w = 6\text{ mm}$

4.2.2 Betonářská výztuž

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

4.3 Zatížení

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

4.3.1 Zatížení stálé

Vlastní tíha nosné konstrukce

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

Ostatní stálé zatížení

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

• levá železobetonová římsa	$0,305 \text{ m}^2 * 25 \text{ kNm}^{-3} = 7,625 \text{ kNm}^{-1}$
• konstrukce vozovky tl. 85 mm	$0,085 \text{ m} * 25 \text{ kNm}^{-3} = 2,125 \text{ kNm}^{-2}$
• pravá železobetonová římsa	$0,459 \text{ m}^2 * 25 \text{ kNm}^{-3} = 11,475 \text{ kNm}^{-1}$
• 2 x svodidlo	$2 * 1,5 \text{ kNm}^{-1} = 3 \text{ kNm}^{-1}$
• zábradlí	$1,0 \text{ kNm}^{-1} = 1 \text{ kNm}^{-1}$

Zemní tlak

Zásyp, $\phi = 30^\circ$

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

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

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

$$\sigma_2 = 1,98 * k_0 * \gamma = 19,8 \text{ kNm}^{-3}$$

4.3.2 Pokles podpěr

Jedná se o prosté pole. Neuvažuje se.

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 0,0 m.

Model zatížení 1 (LM1)

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_{ik} [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 přenásobeny regulačním součinitelem dle NA.2.1 pro skupinu pozemních komunikací 1.

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

Model zatížení 2 (LM2)

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

Model zatížení 3 (LM3)

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

Celková tíha	900 kN
Označení	900/150
Nápravy	$n = 6 \times 150$ 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.

$$Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_i L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 21,35 = 417,65 \text{ kN}$$

Odstředivé a jiné příčné síly

$$Q_{tk} = 0$$

$$Q_{trk} = 0,25 * Q_{lk} = 0,25 * 420,75 = 104,41 \text{ kN}$$

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:

$$T_{max} = 40^{\circ}\text{C}, T_{min} = -34^{\circ}\text{C}.$$

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

$$T_{e,max} = 41,5^{\circ}\text{C}, T_{e,min} = -26^{\circ}\text{C}.$$

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

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

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 41,5 - 10 = +31,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_N = 67,5^{\circ}\text{C}$$

Rozdílová složka teploty

Je uvažovaný postup 2, podle obrázku 6.2c, typ 3a – betonový nosník

Oteplení (měřeno zdola)

$$13,00^{\circ}\text{C} - 1,13 \text{ m}$$

$$3,00^{\circ}\text{C} - 0,791 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,452 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,339 \text{ m}$$

$$2,5^{\circ}\text{C} - 0,000 \text{ m}$$

Ochlazení (měřeno zdola)

$$-8,4^{\circ}\text{C} - 1,130 \text{ m}$$

$$-0,5^{\circ}\text{C} - 0,904 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,622 \text{ m}$$

$$0,0^{\circ}\text{C} - 0,509 \text{ m}$$

-1,0°C – 0,226 m

-6,5°C – 0,000 m

Zatížení větrem

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$$

$$C_{dir} = 1.0$$

$$C_{season} = 1.0$$

$$v_{b,0} = 23 \text{ m/s}$$

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0}$$

$$v_b = 23.0 \text{ m/s}$$

kategorie terénu II

$$z_e = 5.68 \text{ m}$$

$$c_e = 1.99$$

$$b = 7.85 \text{ m} \text{ šířka mostu}$$

$$d_{tot1} = 1.39 \text{ m} \text{ výška mostu bez dopravy}$$

$$d_{tot2} = 3.25 \text{ m} \text{ výška mostu s dopravou}$$

$$b/d_{tot1} = 5.65 \rightarrow$$

$$b/d_{tot2} = 2.42 \rightarrow$$

$$\rightarrow c_{f,x1} = 1.30 \text{ bez dopravy}$$

$$\rightarrow c_{f,x2} = 1.77 \text{ s dopravou}$$

$$C_1 = c_e * c_{fx1} = 2.59$$

$$C_2 = c_e * c_{fx2} = 3.52$$

$$f_{w1} = 0.5 * \rho * v_{b,0}^2 * d_{tot} * C$$

$$f_{w1} = 1.189 \text{ kN.m}^{-1}$$

bez dopravy

$$f_{w2} = 3.785 \text{ kN.m}^{-1}$$

s dopravou

4.3.4 Kombinace zatížení

Mezní stavy únosnosti

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

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

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

$\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$...součinitel stálého zatížení

$\gamma_{G,\text{set}} = 1,20$...součinitel pro nerovnoměrné poklesy

$\gamma_Q = 1,35$...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

$\psi_1 = 0,75$...součinitel kombinace pro LM1 – bodové síly (nápravy)

$\psi_1 = 0,40$...součinitel kombinace pro LM1 – spojitá zatížení, zatížení chodců

$\psi_0 = 0,60$...součinitel kombinace pro zatížení větrem (trvalé návrhové situace)

$\psi_0 = 0,60$...součinitel kombinace pro zatížení teplotou

$\psi_1 = 0,60$... součinitel kombinace pro zatížení teplotou

$\psi_2 = 0,50$... součinitel kombinace pro zatížení teplotou

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

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

Name	Active	Type	Description
TGr+ 0.35otopl	Active	Add	
TGr- 0.35otopl	Active	Add	
TGr+ 0.35ochlaz	Active	Add	
TGr- 0.35ochlaz	Active	Add	
0.75TGr+ otopl	Active	Add	
0.75TGr- otopl	Active	Add	
0.75TGr+ ochlaz	Active	Add	
0.75TGr- ochlaz	Active	Add	
Teplota_OBAL	Active	Envelope	
Summation	Active	Add	
grla_kvazistala	Active	Add	
grla_casta	Active	Add	
grla_charakt	Active	Add	
MSU_max	Active	Add	
MSU_min	Active	Add	
MSU_OBAL	Active	Envelope	

LIST OF LOAD COMBINATIONS

- | | | | |
|-------|-------------------|--------|-------------------|
| ----- | | | |
| 3 | TGr+ 0.35otopl | Active | Add |
| | Tgr_gr+(1.000) + | | Otepleni(0.350) |
| ----- | | | |
| 4 | TGr- 0.35otopl | Active | Add |
| | Tgr_gr-(1.000) + | | Otepleni(0.350) |
| ----- | | | |
| 5 | TGr+ 0.35ochlaz | Active | Add |
| | Tgr_gr+(1.000) + | | Ochlazeni(0.350) |
| ----- | | | |
| 6 | TGr- 0.35ochlaz | Active | Add |
| | Tgr_gr-(1.000) + | | Ochlazeni(0.350) |



7	0.75TGr+ otepl Active	Add	
	Tgr_gr+(0.750) +	Otepleni(1.000)	
8	0.75TGr- otepl Active	Add	
	Tgr_gr-(0.750) +	Otepleni(1.000)	
9	0.75TGr+ ochlaz Active	Add	
	Tgr_gr+(0.750) +	Ochlazeni(1.000)	
10	0.75TGr- ochlaz Active	Add	
	Tgr_gr-(0.750) +	Ochlazeni(1.000)	
11	Teplota_OBAL Active	Envelope	
	TGr+ 0.35otepl(1.000) +	TGr- 0.35otepl(1.000) +	TGr+ 0.35ochlaz(1.000)
	+ TGr- 0.35ochlaz(1.000) +	0.75TGr+ otepl(1.000) +	0.75TGr- otepl(1.000)
	+ 0.75TGr+ ochlaz(1.000) +	0.75TGr- ochlaz(1.000)	
12	Summation Active	Add	
	Summation(1.000)		
13	gr1a_kvazistala Active	Add	
	Summation(1.000) +	Teplota_OBAL(0.500)	
14	gr1a_casta Active	Add	
	Summation(1.000) +	Teplota_OBAL(0.500) +	2_LM1PSI(1.000)
15	gr1a_charakt Active	Add	
	Summation(1.000) +	1_LM1(1.000) +	Teplota_OBAL(0.600)
16	MSU_max Active	Add	
	1_LM1(1.350) +	Teplota_OBAL(0.900) +	Summation(1.350)
17	MSU_min Active	Add	
	1_LM1(1.350) +	Teplota_OBAL(0.900) +	Summation(1.000)
18	MSU_OBAL Active	Envelope	
	MSU_max(1.000) +	MSU_min(1.000)	

4.4 Nosná konstrukce

4.4.1 Postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

0 dní	ubourání nosné konstrukce a části opěry
30 dní	betonáž nosníků
33 dní	předepnutí nosníků a přesun na skládku
46 dní	dopnutí nosníků
60 dní	osazení nosníků, betonáž spřahující desky I. etapy
110 dní	zhotovení mostního svršku I. etapy a uvedení této části do provozu
110 dní	osazení nosníků, betonáž spřahující desky II. etapy
150 dní	zhotovení mostního svršku II. etapy
190 dní	uvedení celkové do provozu celé konstrukce
100 let	konec životnosti.

Výpočet smršťování a dotvarování je provedený programem MIDAS Civil.

Náhradní rozměr průřezu nosníku

$$h_o = 2 \cdot A_c / u = 2 \times 0,626 / 4,575 = 0,273 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 55 \text{ MPa}$$

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

$$E_{cm} = 38 \text{ GPa}$$

Součinitel dotvarování pro interval 7-36500, $\phi = 1,45$

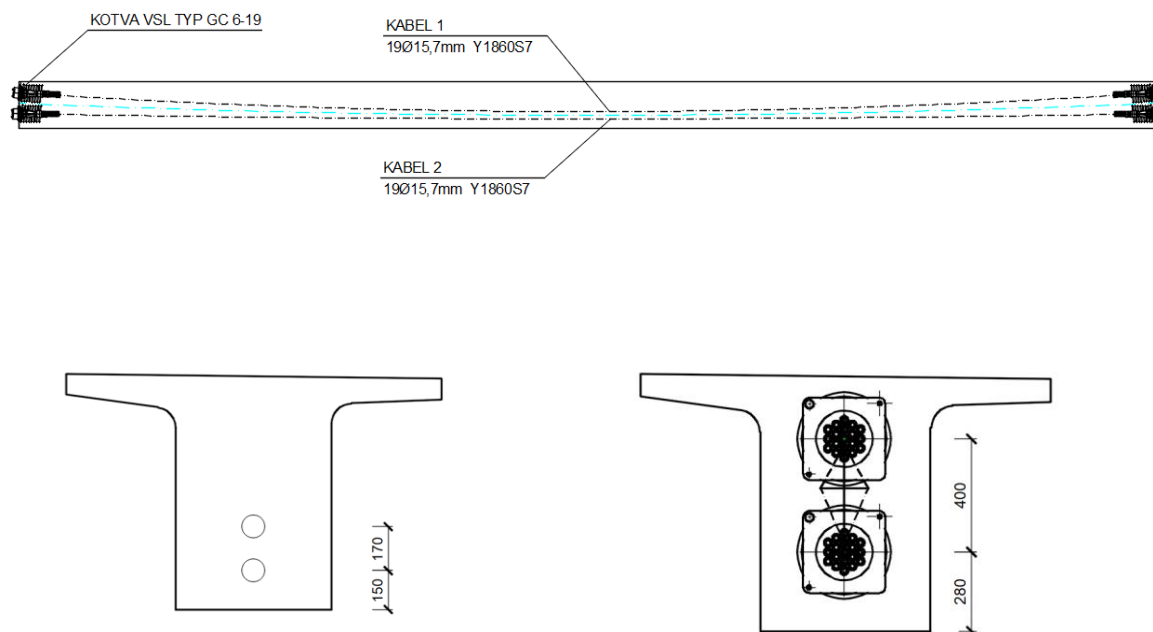
Smrštění pro interval 0-36500, $\epsilon_{sh} = 0,000319$

4.4.2 Návrh předpětí

Pro předpětí jsou uvažována lana 15,7-1860, základní charakteristiky uvažovaných lan jsou uvedeny v kap. 4.2.2. Základní předpoklady pro návrh a výpočet předpětí:

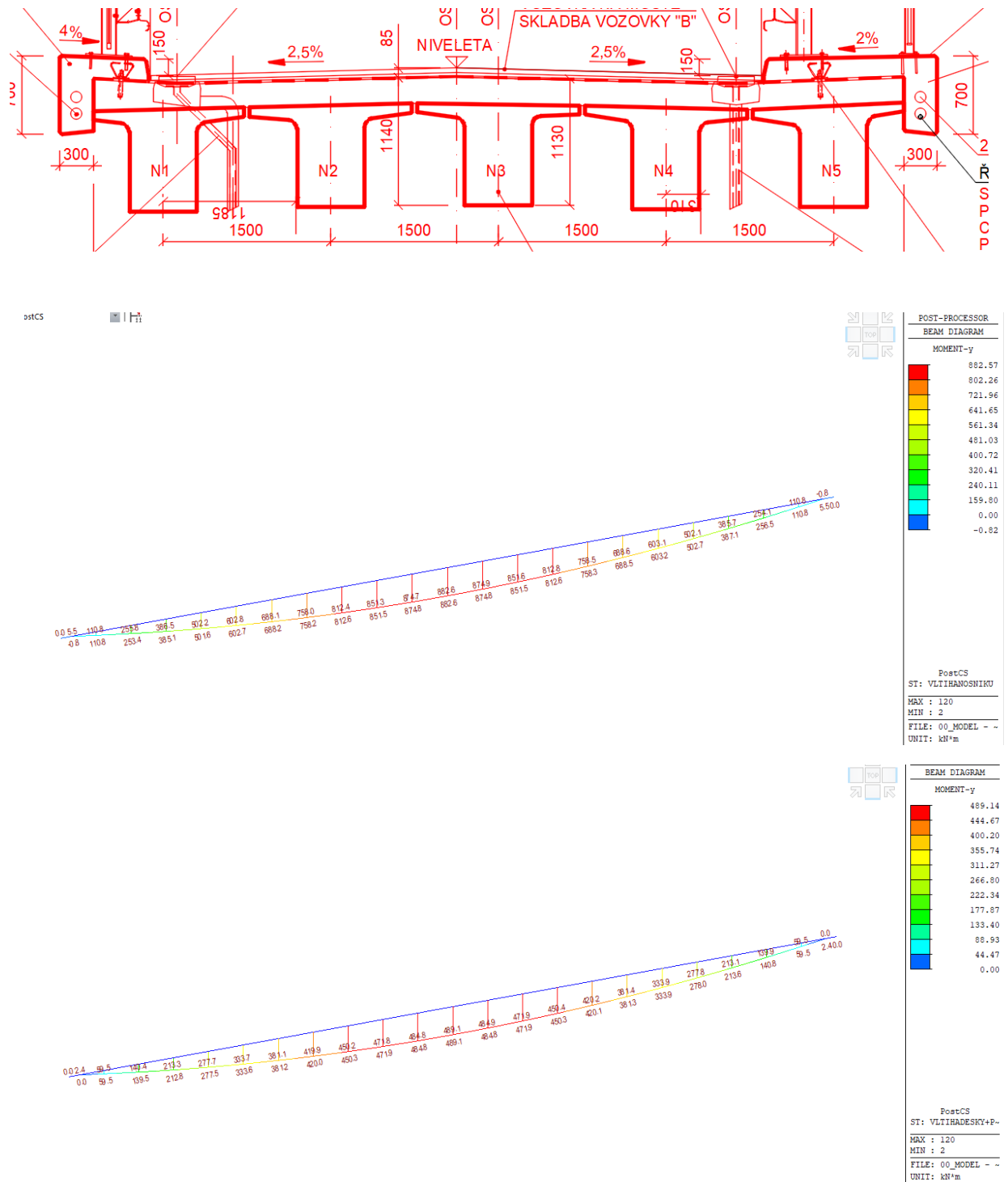
- Jedná se o certifikovaný předpínací systém
- Použité předpínací zařízení bude umožňovat měřit předpínací sílu s přesností $\pm 5 \%$ její konečné hodnoty.
- Při předpínání bude měřena působící síla i protažení předpínací výztuže => dle ČSN EN 1992 bude horní i dolní charakteristická hodnota předpínací síly rovna střední hodnotě předpínací síly.
- V každém nosníku se uvažuje použití dodatečně předpjatých předpínacích lan. V každém nosníku je použito 38 lan.

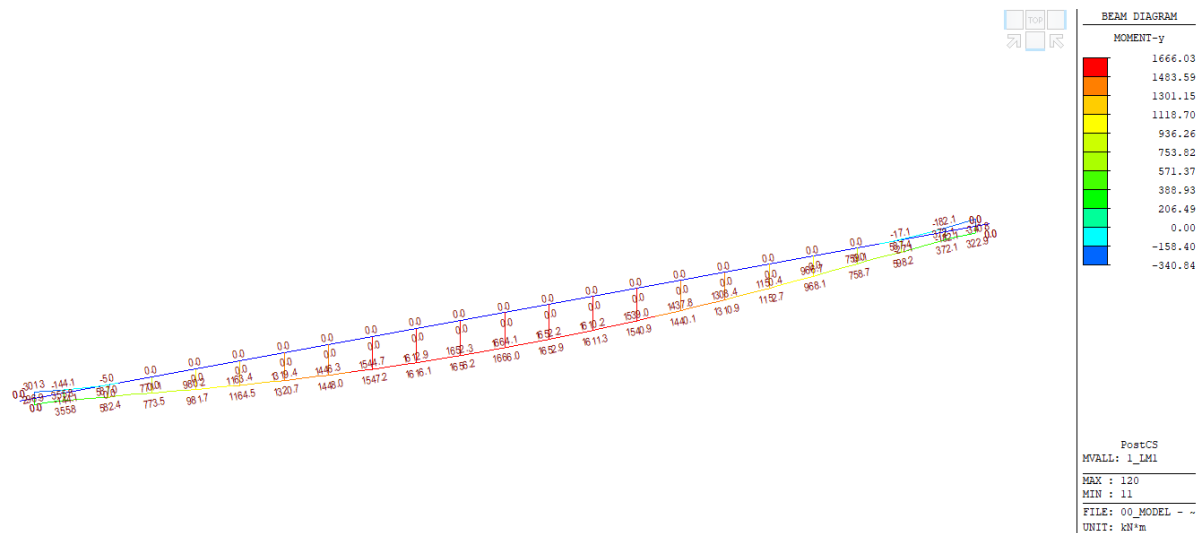
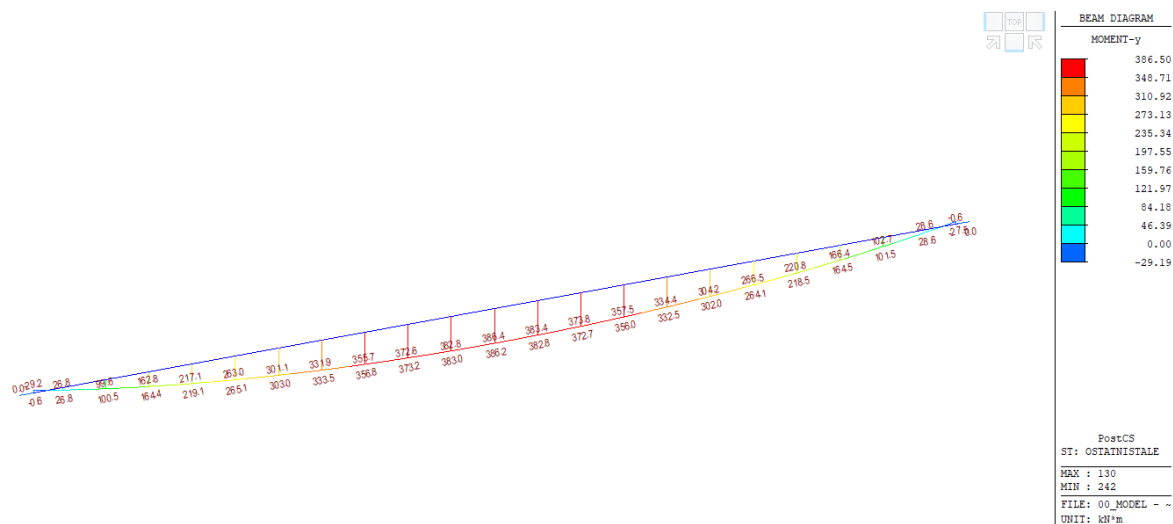
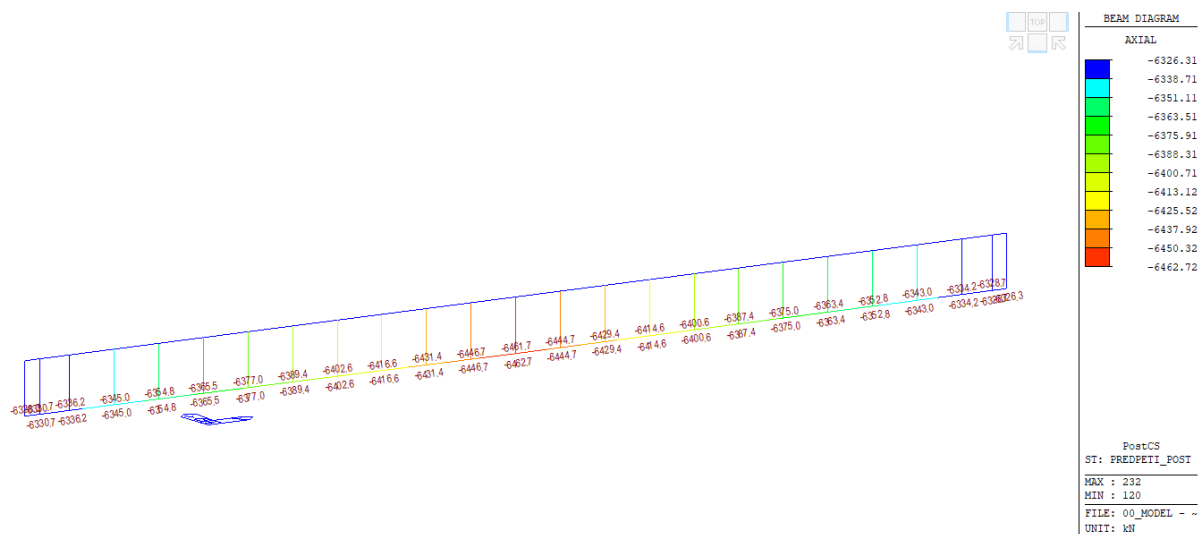
- napínání oboustranné
- kotevní napětí v čase $t = 3$ dny $\sigma = 700$ MPa
- kotevní napětí v čase $t = 20$ dny $\sigma = 1350$ MPa

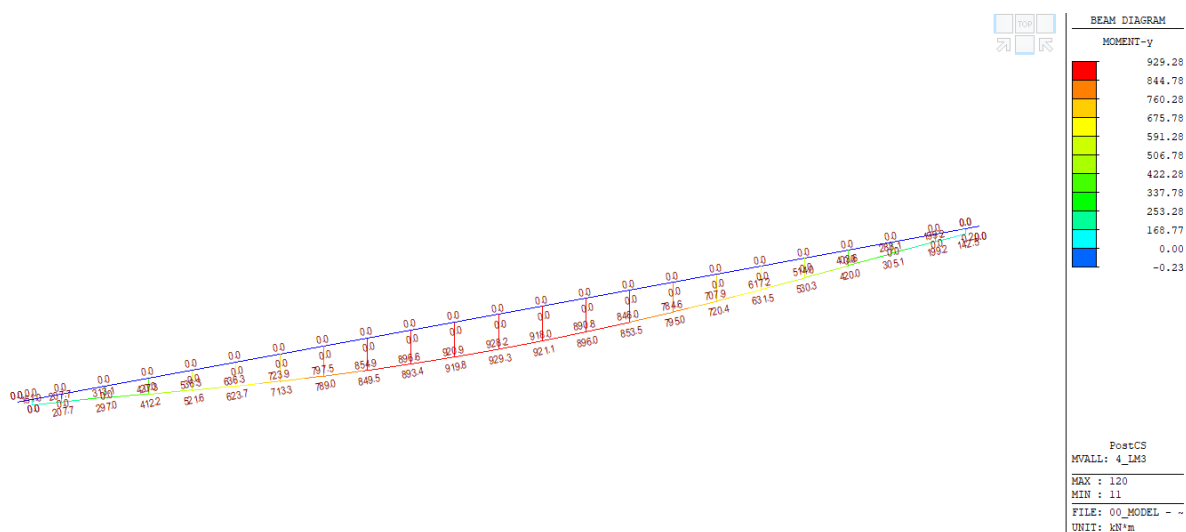
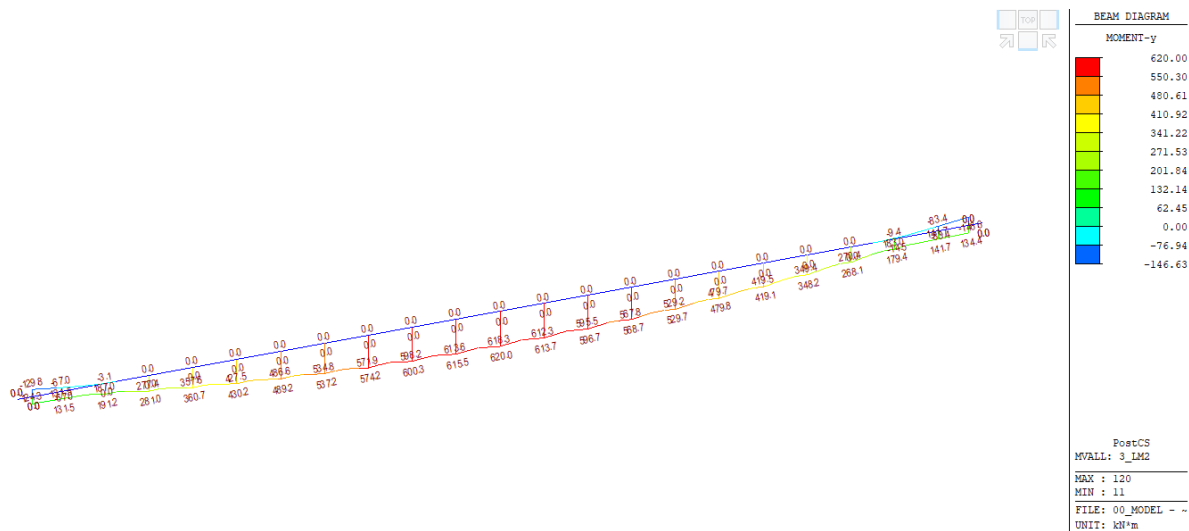
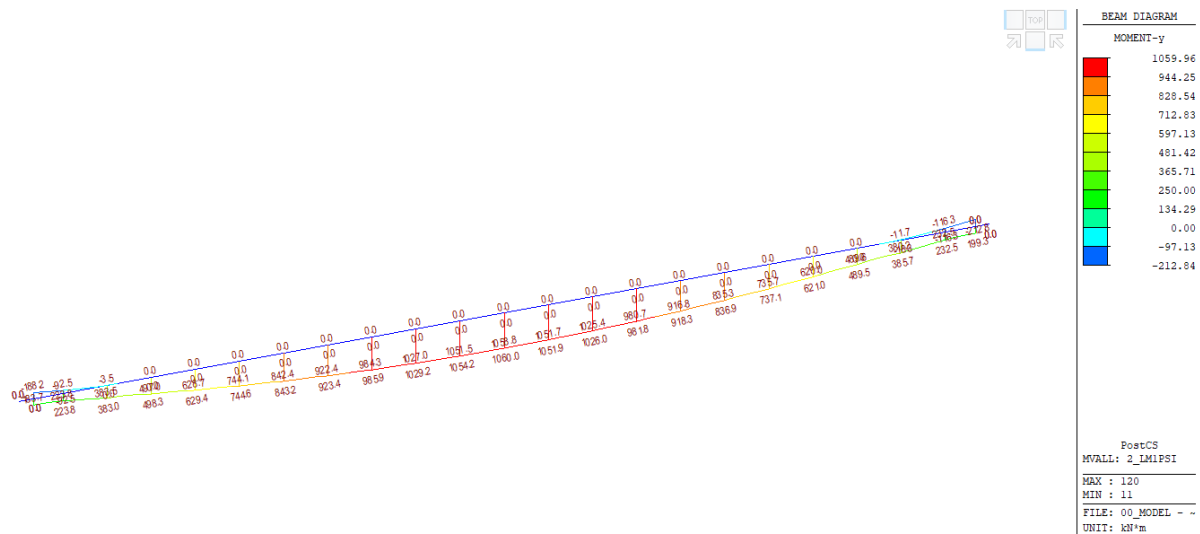


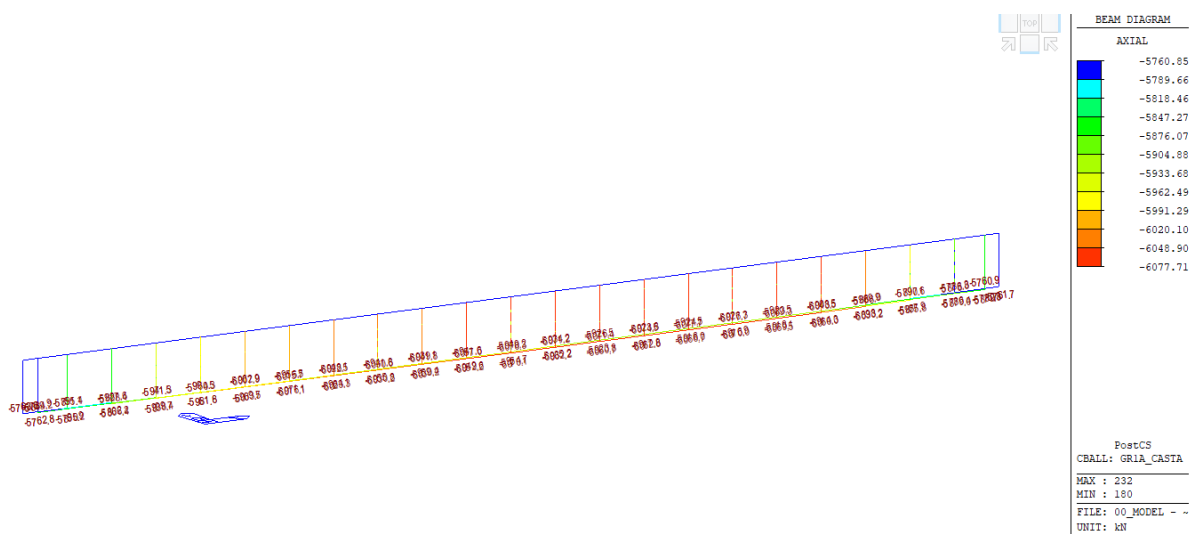
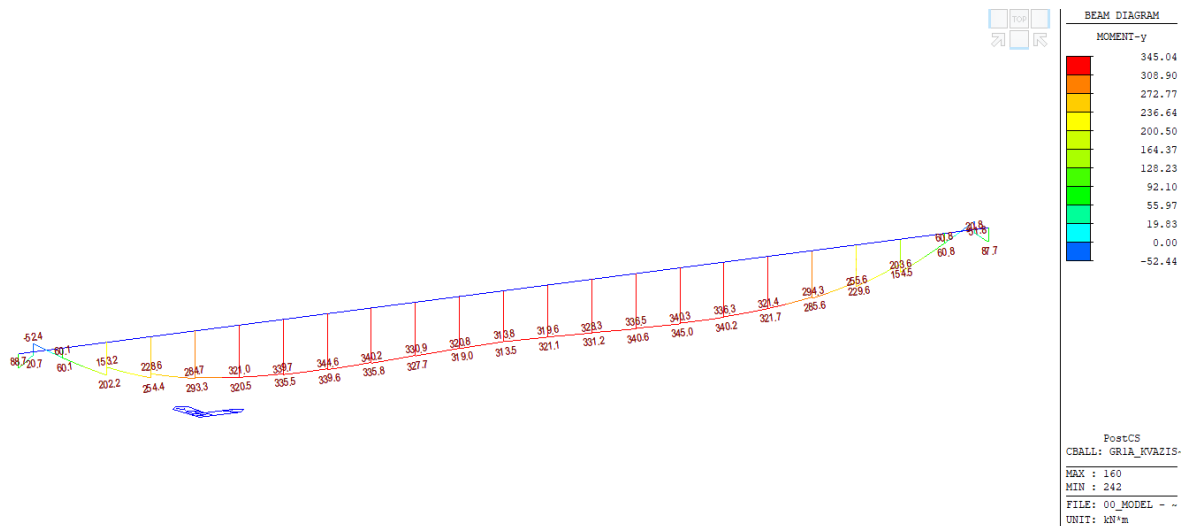
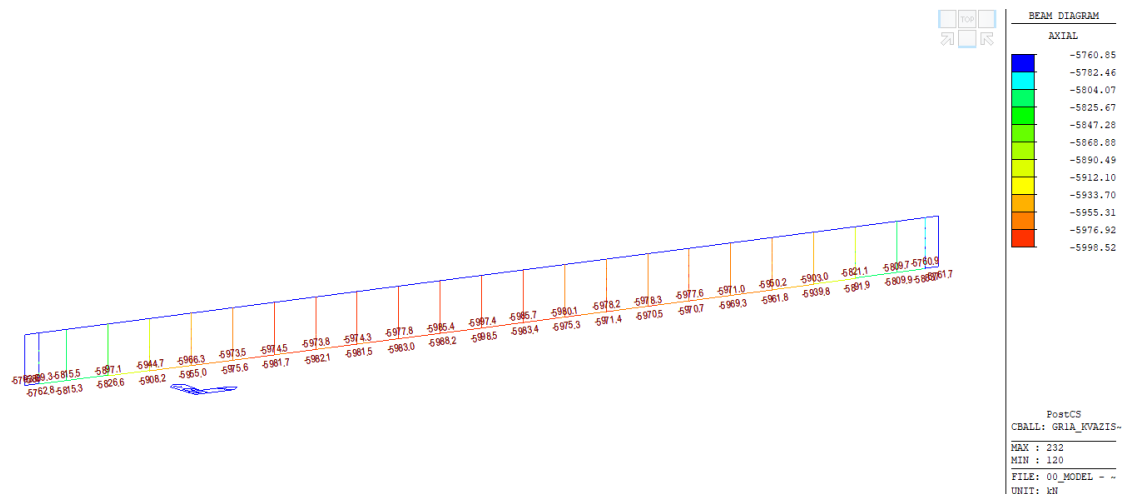
4.4.3 Vnitřní síly

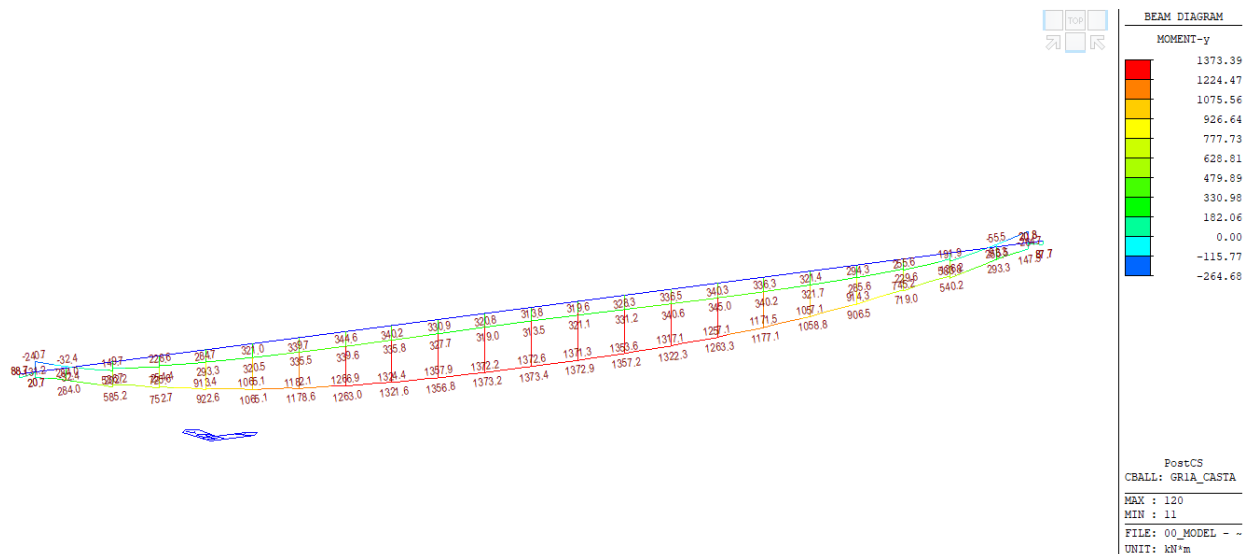
Na následujících obrázcích jsou průběhy jednotlivých vnitřních sil pro uvažovaná zatížení a kombinace. Síly jsou pro jeden nosník (konkrétně N1)











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 $0,45 \cdot f_{ck}(3)$, poté lze předpokládat lineární dotvarování a omezení nežádoucích účinků, které jsou uvedeny výše.

Výpočet limitního napětí pro čas vnesení předpětí do konstrukce pro beton C55/67:

$$f_{cm}(3) = \beta_{cc}(3) \cdot f_{cm} = 0,598 \cdot 63 = 37,69 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(3) = f_{cm}(3) - 8,0 [\text{MPa}] = 37,69 - 8 = 29,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{lim}(3) = 0,45 \cdot f_{ck}(3) = 0,45 \cdot 29,69 = 13,36 \text{ MPa (kvazistálá kombinace)}$$

$$\sigma_{lim}(3) = 0,6 \cdot f_{ck}(3) = 0,6 \cdot 29,69 = 17,81 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

$$f_{ctm}(3) = \beta_{cc}(3) \cdot f_{ctm} = 0,922 \cdot 4,2 = 2,51 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(20) = \beta_{cc}(20) \cdot f_{cm} = 0,955 \cdot 63 = 60,17 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(20) = f_{cm}(20) - 8,0 [\text{MPa}] = 60,17 - 8 = 52,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{lim}(20) = 0,45 \cdot f_{ck}(20) = 0,45 \cdot 52,17 = 23,48 \text{ MPa (kvazistálá kombinace)}$$

$$\sigma_{lim}(20) = 0,6 \cdot f_{ck}(20) = 0,6 \cdot 52,17 = 31,31 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

$$f_{ctm}(20) = \beta_{cc}(20) \cdot f_{ctm} = 0,955 \cdot 4,2 = 4,01 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}(28) = \beta_{cc}(28) \cdot f_{cm} = 1,000 \cdot 63 = 63,0 \text{ MPa}$$

$$f_{ck}(28) = f_{cm}(28) - 8,0 [\text{MPa}] = 63,0 - 8 = 55,0 \text{ MPa}$$

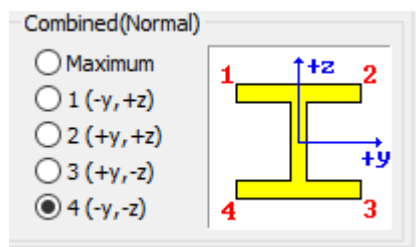
$$\sigma_{lim}(28) = 0,45 \cdot f_{ck}(28) = 0,45 \cdot 55,0 = 24,75 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

$$\sigma_{lim}(28) = 0,6 \cdot f_{ck}(28) = 0,6 \cdot 55,0 = 33,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

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.

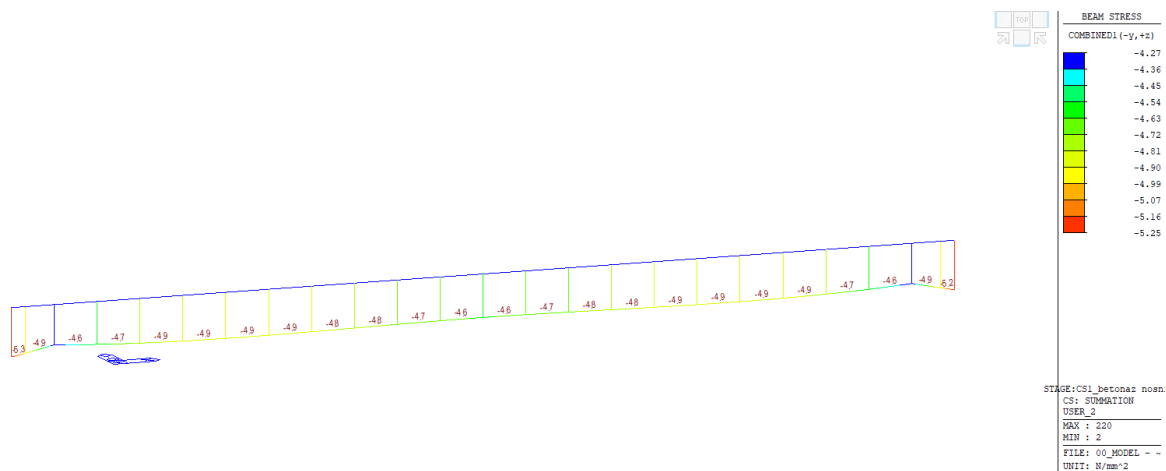
$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 55 = 33,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

$$0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 55 = 24,75 \text{ MPa (kvázistálá kombinace)}$$

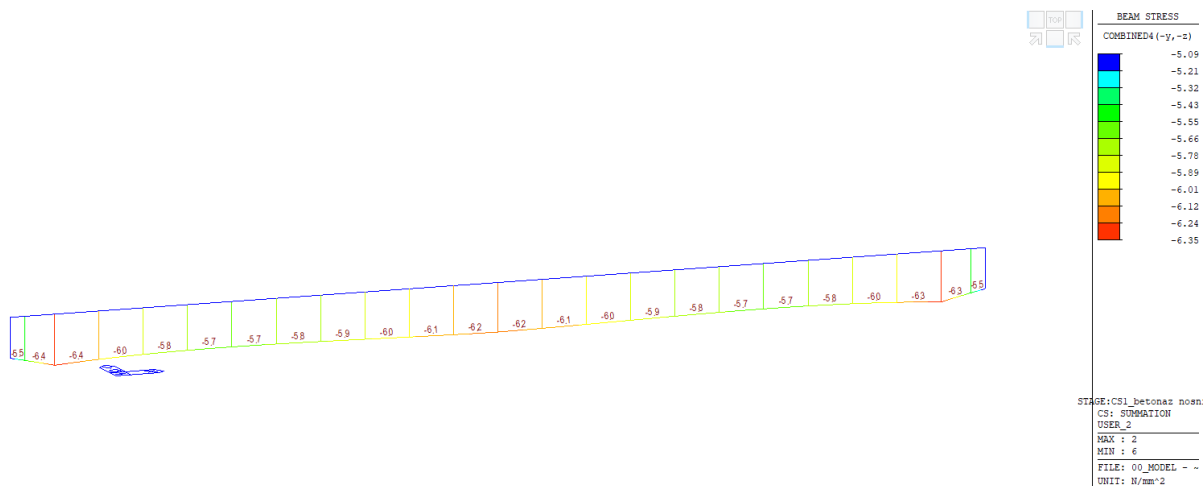


poznámka: COMBINED 1 je označení pro horní vlákna, COMBINED 4 je označení pro dolní vlákna

Napětí po vnesení předpětí (1 napnutí) - horní vlákna, t = 3 den

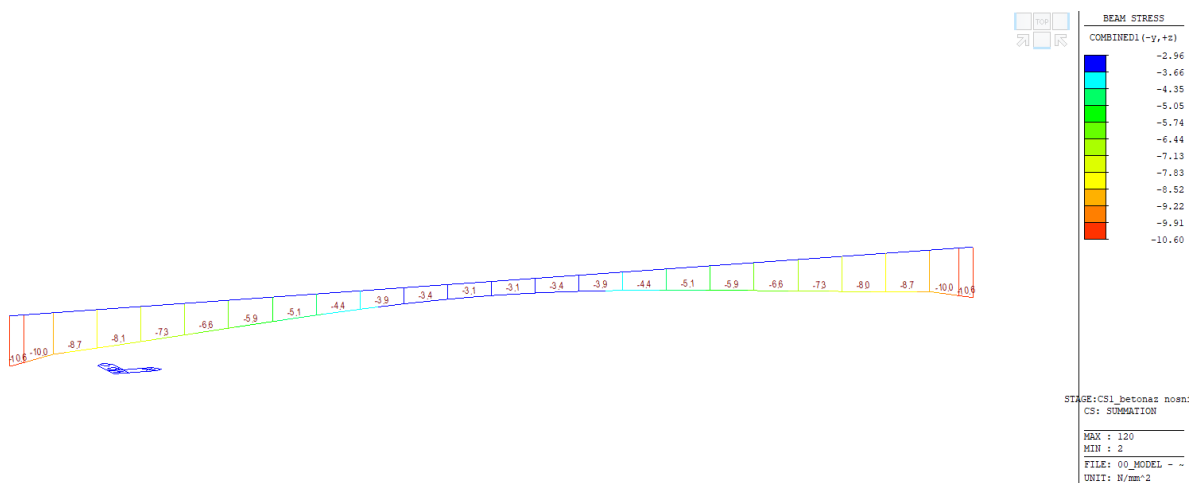


Napětí po vnesení předpětí (1 napnutí) – dolní vlákna, t = 3 den



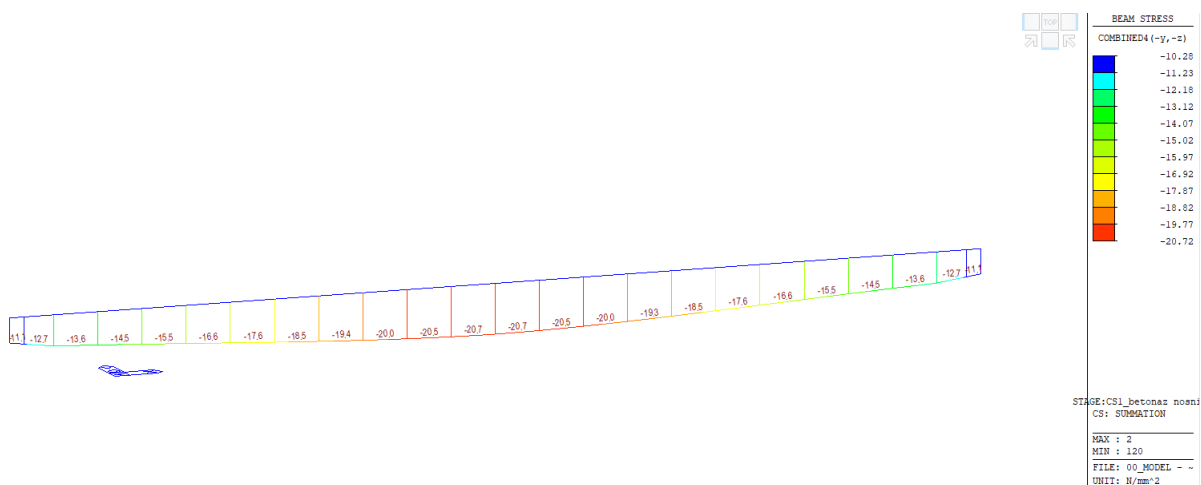
$$\sigma_{lim(3)} = 13,36 \text{ MPa}$$

Napětí po vnesení předpětí (2 dopnutí) - horní vlákna, t = 20 dní

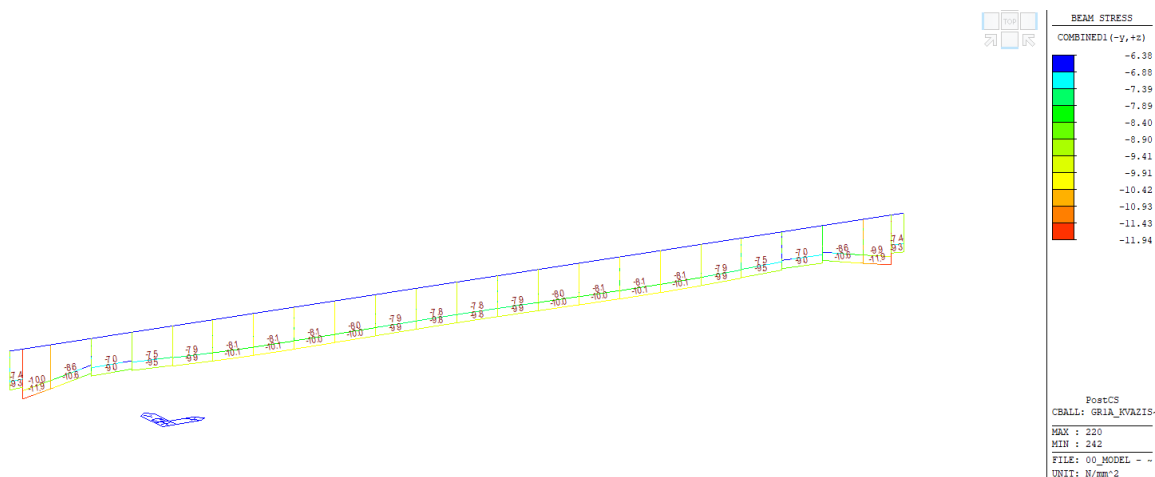


$\sigma_{lim} > 2,87 \text{ MPa}$

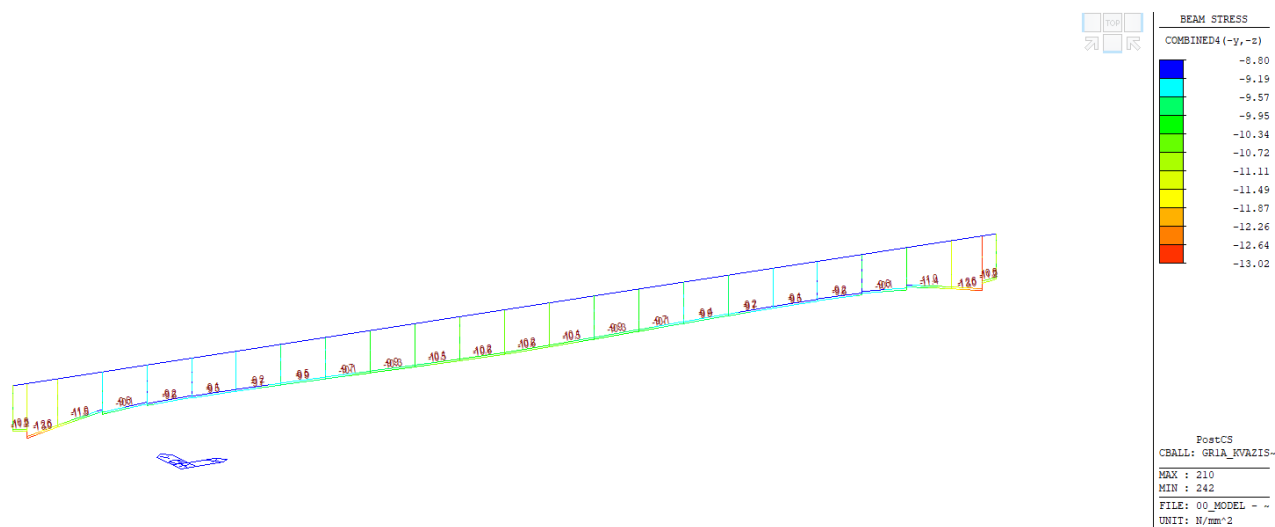
Napětí po vnesení předpětí (2 dopnutí) - dolní vlákna, t = 20 dní



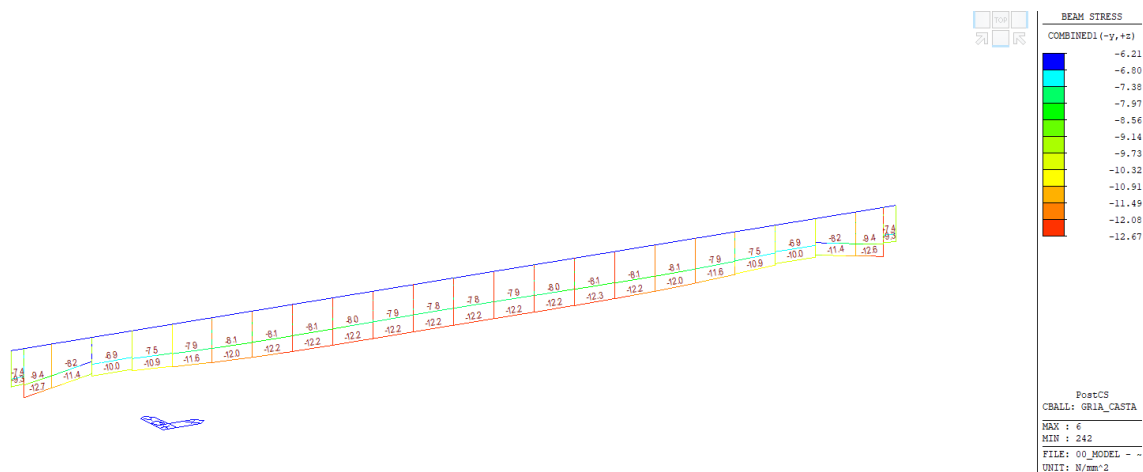
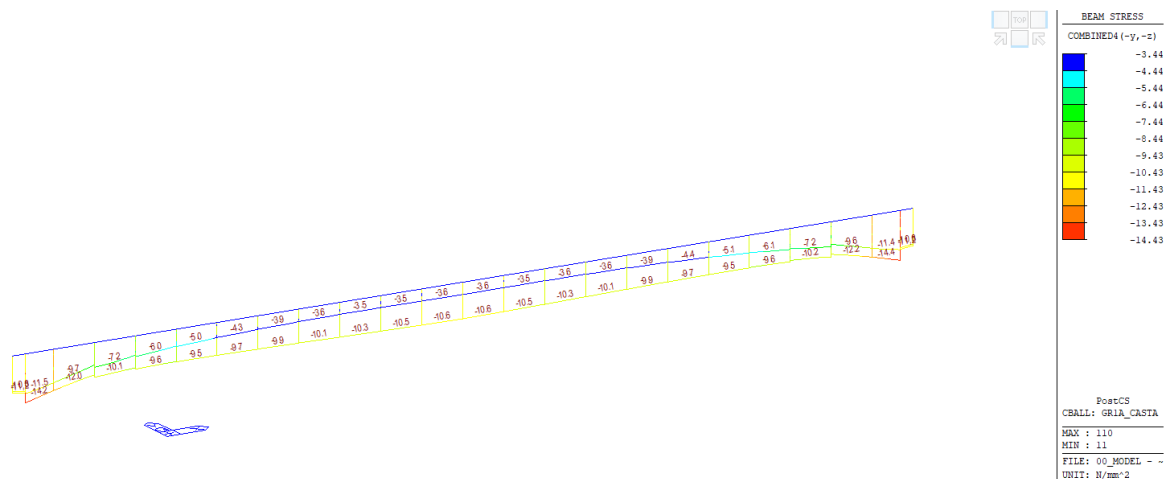
$\sigma_{lim} = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 47,40 = 21,33 \text{ MPa}$

Kvazistálá kombinace, napětí, horní vlákna, t^∞ 

$$\sigma_{lim} = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 55 = 24,75 \text{ MPa (kvazistálá kombinace)}$$

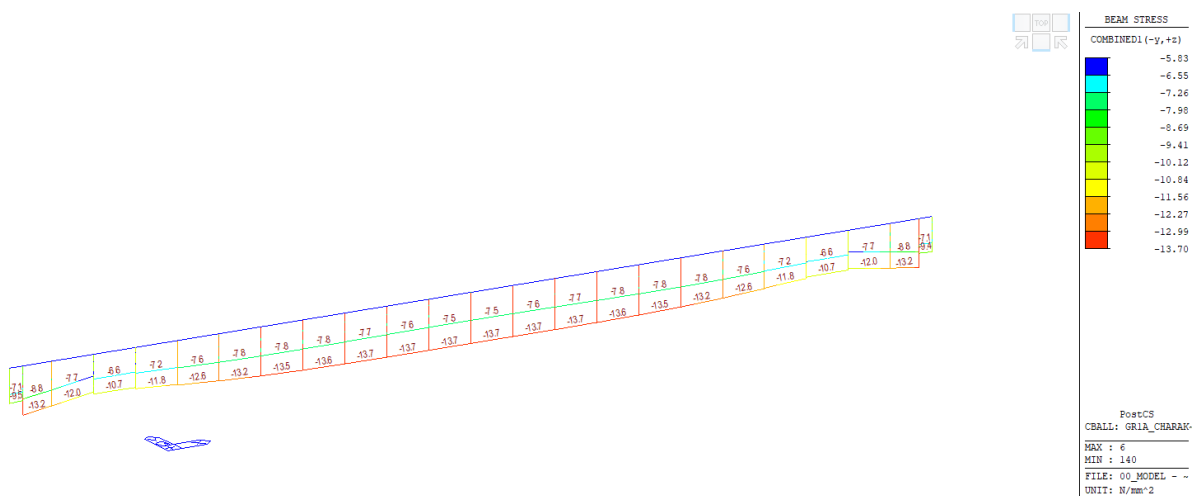
Kvazistálá kombinace, napětí, dolní vlákna, t^∞ 

$$\sigma_{lim} = 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 55 = 24,75 \text{ MPa (kvazistálá kombinace)}$$

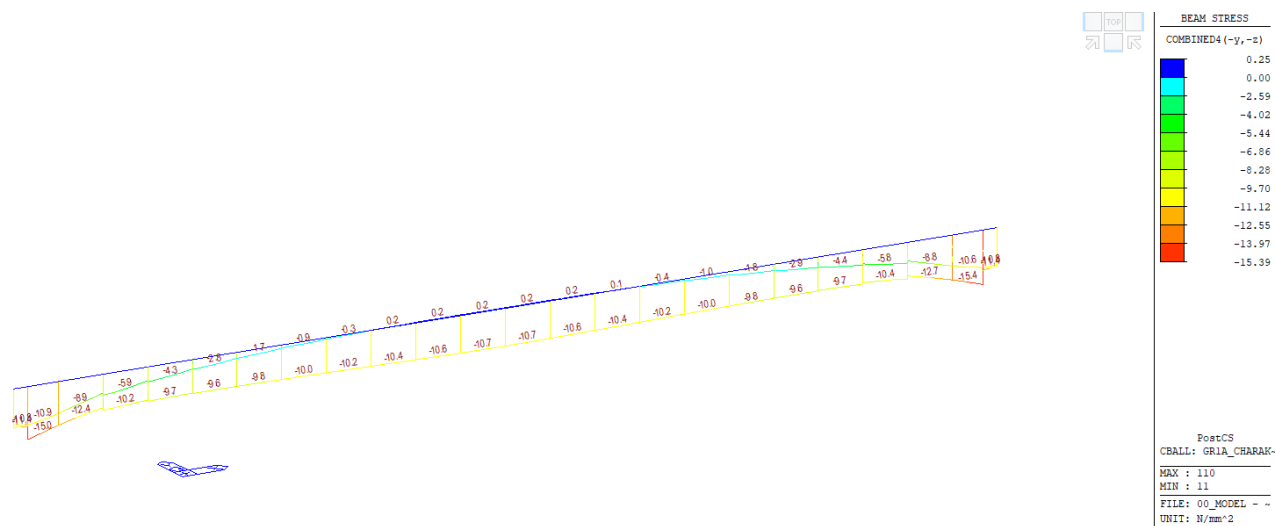
Častá kombinace, napětí, horní vlákna, t_{∞} Častá kombinace, napětí, dolní vlákna, t_{∞} 

Podmínka dekomprese

$$\sigma_{lim} > 0 \text{ MPa}$$

Charakteristická kombinace, napětí, horní vlákna, t_{∞} 

$$\sigma_{lim} \geq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 55 = -33,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

Charakteristická kombinace, napětí, dolní vlákna, t_{∞} 

$$\sigma_{lim} > 3,00 \text{ MPa}$$

Mezní stav omezení trhlin

Dle ČSN EN 1992-2/Z2 tab. NA1 je pro předem předpjaté prvky a stupeň vlivu prostředí XD, XS, XF požadována dekomprese. 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: $\delta_{\max} = 25 \text{ mm} < \delta_{\lim} = 21350/600 = 36 \text{ mm}$

Spočtené natočení $\theta_{\max} = 0,0035 \text{ rad}$

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 tlačeném 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.

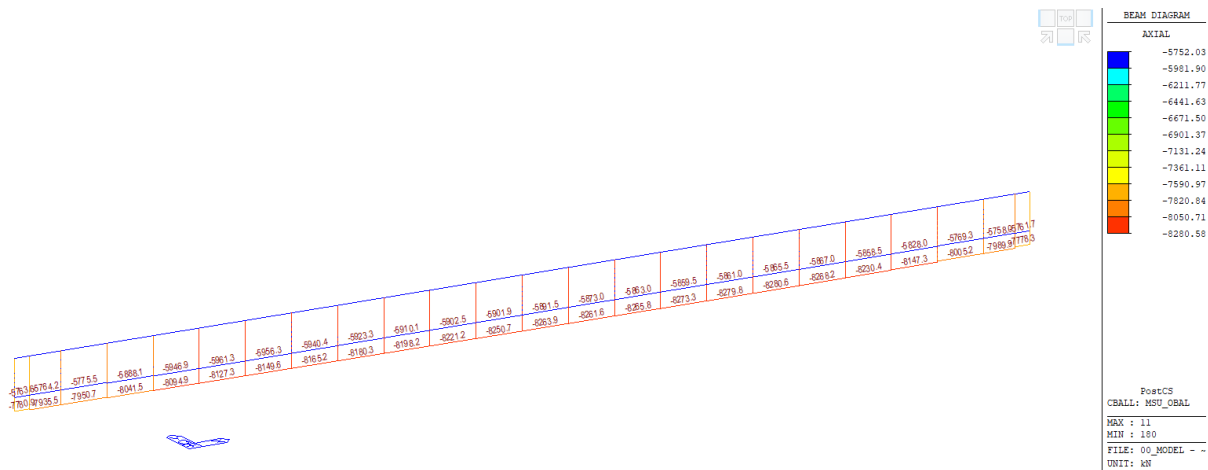
Ohyb a normálová síla

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

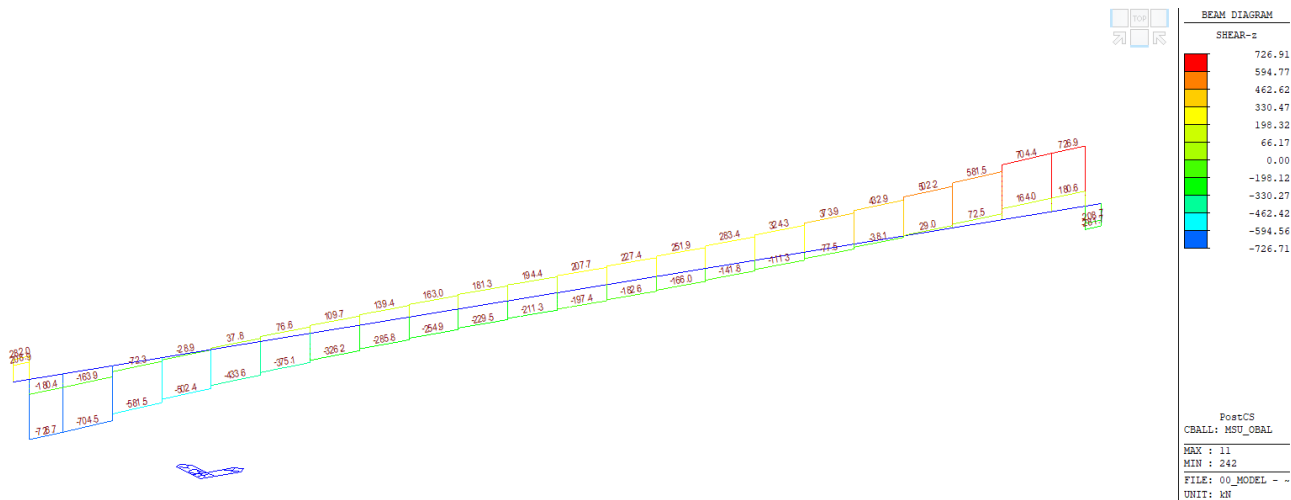
- rovinné průřezy zůstávají rovinné
- poměrné přetvoření soudržné betonářské nebo předpínací výztuže v tahu i tlaku je stejné jako poměrné přetvoření okolního betonu
- tahová pevnost betonu se zanedbává

Vnitřní síly od kombinace MSÚ

Normálová síla, t^∞ , kN,



Posouvající síla, t^∞ , kN



Výpočet mezního momentu v hlavním poli

Výpočet je provedený pro jeden nosník

Celkem 38 lan

$$f_y = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 1640/1,15 = 1426 \text{ MPa}$$

$$\text{plocha všech lan, } A = 5400 \text{ mm}^2$$

$$\text{mezní síla v předpínací výztuži } F_{yd} = 1426 * 0,0054 = 7,700 \text{ MN}$$

pracovní součinitel deska x nosník

$$n = C30/37 / C55/67 = 32 \text{ GPa} / 38 \text{ GPa} = 0,842$$

$$\text{redukce šířky desky, } b_{red} = 1,500 \text{ m} * 0,842 = 1,265 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 30 / 1,5 = 17 \text{ MPa}$$

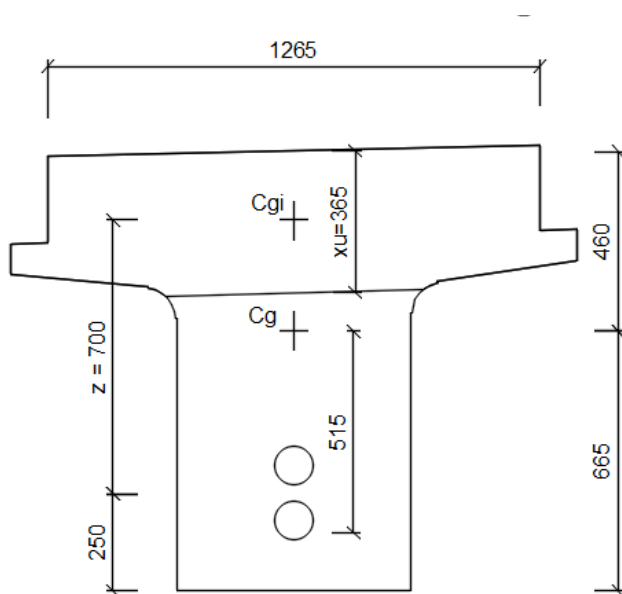
$$\text{odpovídající plocha betonu, } A_c = F_{yd} / f_{cd} = 7,700 / 17 = 0,452 \text{ m}^2$$

k tomu odpovídá

$$x = 0,365 \text{ m}$$

rameno vnitřních sil $z = 0,700 \text{ m}$

$$\text{Mezní moment } M_m = 7,700 * 0,700 = 5,39 \text{ MNm}$$



Posouzení

Maximální moment pro MSU pro celý most v poli $M_{\max} = 4,623 \text{ kNm}$

$M_{\max} = 4,623 \text{ MNm} < 5,39 \text{ MNm}$

Využití 86%

ověření podmínky využití předpínací výztuže

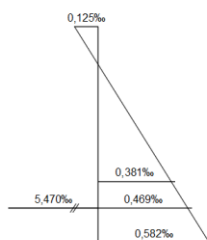
výška průřezu	1.13 m	
yg	0.665 m	výška těžiště
Ix	0.1006 m ⁴	
C2	0.465 m	vzdálenost od těžiště k horním vláknům
C1	0.665 m	vzdálenost od těžiště k dolním vláknům
beff	1.265 m	spolupůsobící šířka
Wd	0.1513 m ³	
Wh	0.2163 m ³	
A	0.914 m ²	
Ec	38 Gpa	
primární účinky předpětí - vnitřní síly		
kabel 1		
$N_{p\infty}$	2880 kN	
vzdálenost kabelu	0.18 m	
ep	0.485 m	
$1.M_{p\infty}$	1396.8 kNm	
kabel 2		
$N_{p\infty}$	2880 kN	
vzdálenost kabelu	0.32 m	
ep	0.345 m	
$2.M_{p\infty}$	993.6 kNm	
Np	5760.00 kN	
Mp	2390.40 kNm	
σ_{ch}	4.75 MPa	
σ_{cd}	-22.10 MPa	

počet lan	18 ks
A_1	2700 mm ²
σ_{pd}	1066.7 MPa
ϵ_{ch}	0.125 ‰
ϵ_{cd}	-0.582 ‰
ϵ_{cP1}	0.381 ‰
ϵ_{cP2}	0.469 ‰
ϵ_p	5.470 ‰
ϵ_{pz1}	5.851 ‰
ϵ_{pz2}	5.939 ‰
ϵ_{cp1}	2.70 ‰
ϵ_{cp2}	3.78 ‰
ϵ_{p1}	8.551 ‰
ϵ_{p2}	9.719 ‰
f_{pd}	1426 MPa
E_p	195000 GPa
f_{pd}/E_p	7.313 ‰

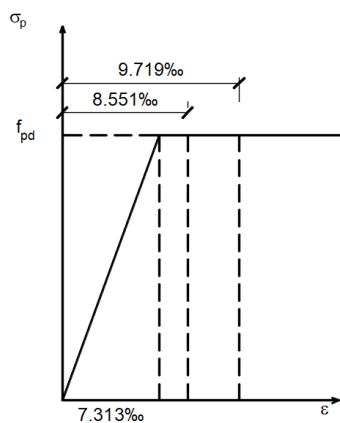
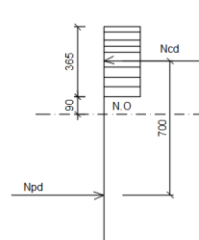
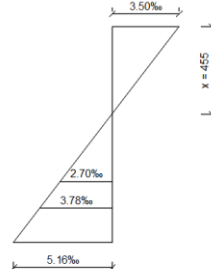
NAPĚTÍ



POMĚRNÁ
PŘETVOŘENÍ



PŘETVOŘENÍ NA MEZI SÍLA V BETONU
ÚNOSNOSTI



4.4.6 Smyk

Smyk je posouzený u podpěry.

Návrhová hodnota smykové síly $F_{zmax} = 1003,53 \text{ kN}$

Hodnota normálové síly $F_x = -5,760 \text{ MN}$

Plocha nosníku = $0,657 \text{ m}^2$

$\sigma_{cp} = 7,560/0,626 = 12,08 \text{ MPa}$

$f_{ctd} = 2,000 \text{ MPa}$

$V_{Rd,c} = I * b_w / S * (f_{ctd}^2 + \alpha_e * \sigma_{cp} * f_{ctd})^{0.5}$

$V_{Rd,c} = 0,048 * 0,600 / 0,076 * (2,0^2 + 1 * 12,08 * 2,0)^{0.5}$

$V_{Rd,c} = 1,740 \text{ MN}$

$I = 0,0485 \text{ m}^4$

$b_w = 0,6 \text{ m}$

$S = A * z = 0,302 * 0,252 = 0,076 \text{ m}^3$

$F_{z,max} = 1,003 \text{ MN} < V_{Rd,c} = 1,740 \text{ MN}$

Vyhovuje.

4.4.7 Únava krajního nosníku v polovině rozpětí

C55/67 $\frac{1}{2} L$

$\sigma_{c,min} = 3.6 \text{ MPa}$

$\sigma_{c,max} = 10.6 \text{ MPa}$

$k_1 = 0.85 -$

$f_{ck} = 55.00 \text{ MPa}$

$\alpha_{cc} = 0.85 -$

$f_{cd} = 31.17 \text{ MPa}$

$t = 84 \text{ dny}$

$\beta_{cc} = 1.088 -$

$f_{cd,fat} = 22.49 \text{ MPa}$

NAPĚTÍ



$$\sigma_{cmax}/f_{cd,fat} = 0.47 < 0.5 + 0.45 * (\sigma_{cmin}/f_{cd,fat}) = 0.57 \text{ VYHOVÍ}$$

4.4.8 Posouzení závěrné zídky – mezní stavy únosnosti

Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno obdelníkové rozdělení napětí v tlačném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$,

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

Posouzení závěrné zídky:

Geometrie:

$h = 1975 \text{ mm}$

$t = 500 \text{ mm}$

Stálé zatížení:

$$G_{ok} = 0,500 \times 1,0 \times 1,975 \times 25 = 24,69 \text{ kN}$$

Zemní tlak :

Zásyp, $\phi = 30^\circ$

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

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

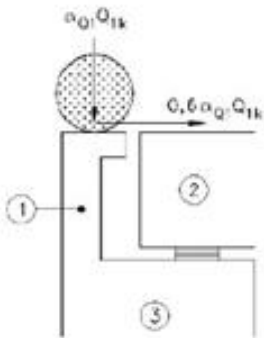
$$\sigma_2 = 0,5 \times 20,0 \times 1,975 = 19,75 \text{ kNm}^{-3}$$

Zatížení od dopravy LM1

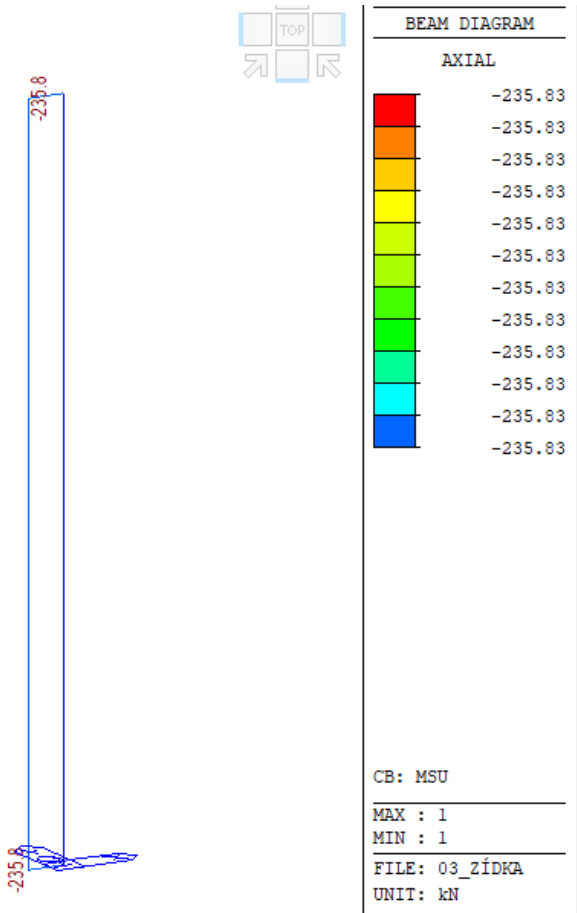
$$Q_k = 150 \text{ kN}$$

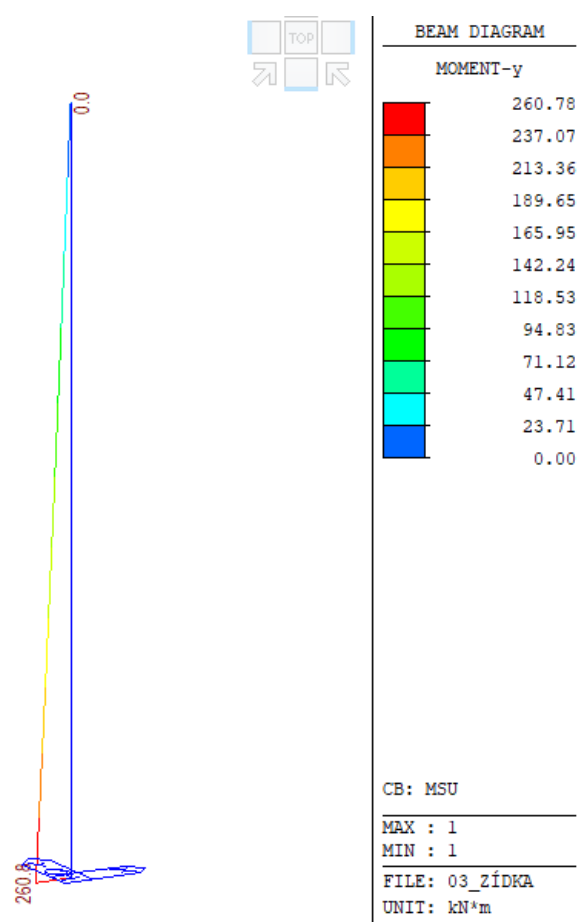
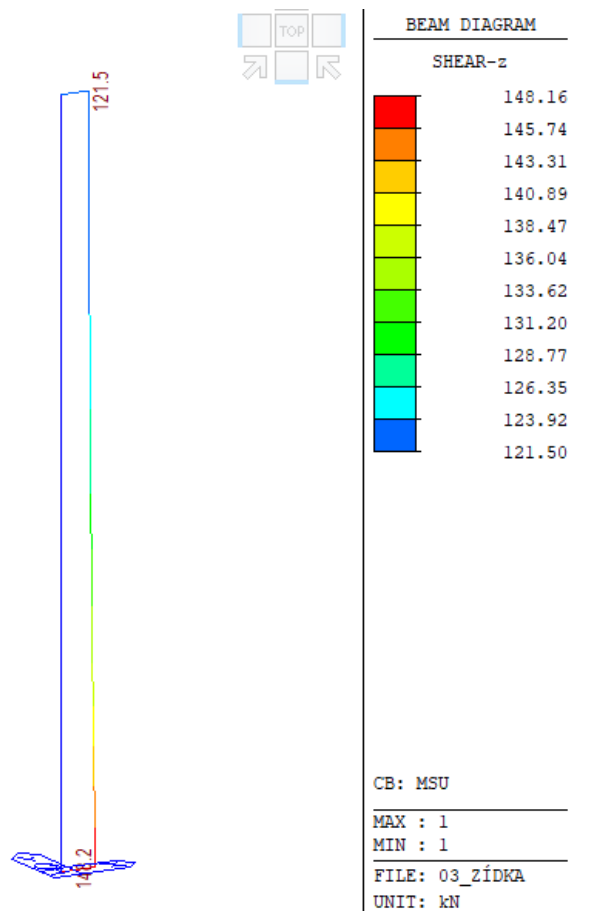
$$Q_{hk} = 0,6 \times 150 = 90 \text{ kN}$$

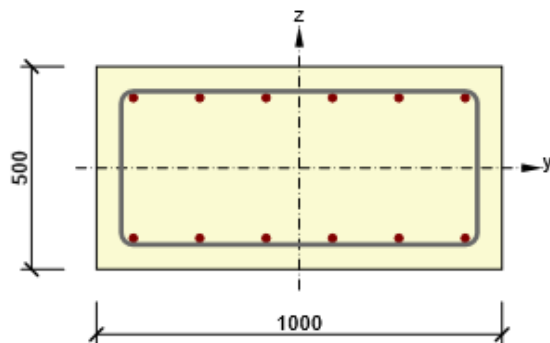
ČSN EN



- Legenda**
- (1) zvěrná zed
 - (2) nosná konstrukce mostu
 - (3) opěra





Posouzení

Beton: C30/37
 Stáří: 28.0 d
 Výztuž: (B 500B)
 6 ϕ 20 (1885mm²), z = 173 mm
 6 ϕ 20 (1885mm²), z = -173 mm
 Třmínky:
 ϕ 12 - 270 mm
 Krytí:
 Dolní povrch: 55 mm
 Ostatní povrchy: 55 mm
 Horní povrch: 55 mm

2.1.1.1 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	-235.0	0.0	148.0	0.0	260.0	0.0
Celkové	Charakteristická	-174.7	0.0	0.0	0.0	193.2	0.0
Celkové	Kvazistálá	-24.7	0.0	0.0	0.0	13.2	0.0

2.1.1.2 Souhrn



Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	-235.0	260.0	0.0	148.0	0.0	73.2	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-235.0	260.0	0.0			64.4	OK
Smyk	-235.0			148.0	0.0	63.5	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-235.0	260.0	0.0	148.0	0.0	73.2	OK
Omezení napětí	-174.7	193.2	0.0			60.6	OK
Šířka trhliny	-24.7	13.2	0.0			5.8	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

4.4.9 Posouzení mikropiloty

Mikropilotám je přiřazena 50% reakce v kombinaci MSÚ pro stálé zatížení z nosné konstrukce, tíhy příčnicku, ložisek a MZ. Ostatní proměnné zatížení přenesle stávající spodní stavba založená plošně.

Tento podíl byl stanoven na základě zvýšení stálé složky zatížení, došlo k navýšení stálé složky o cca 50 %.

Nosná konstrukce – návrhová hodnota stálé složky

$$\Sigma R_{zmax} = 3041,4 \text{ kN}$$

Úložný práh – návrhová hodnota stálé složky (včetně ložisek a mostního závěru)

$$R_{zmax} = 597,355 \text{ kN}$$

Celkový počet na opěru je mikropilot 12ks.

Rozložení na MKP

$$N_{max} = ((3041,4 + 597,355) / 12 \text{ ks}) = 303 \text{ kN}$$

Rozložení na MKP po redukci

$$N_{max} = 303 \times 0,50 = 152 \text{ kN}$$

Výpočet Mikropiloty

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

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 :	$\gamma_{m\varphi} =$	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 G3, ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35.50^\circ$ Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$ Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie

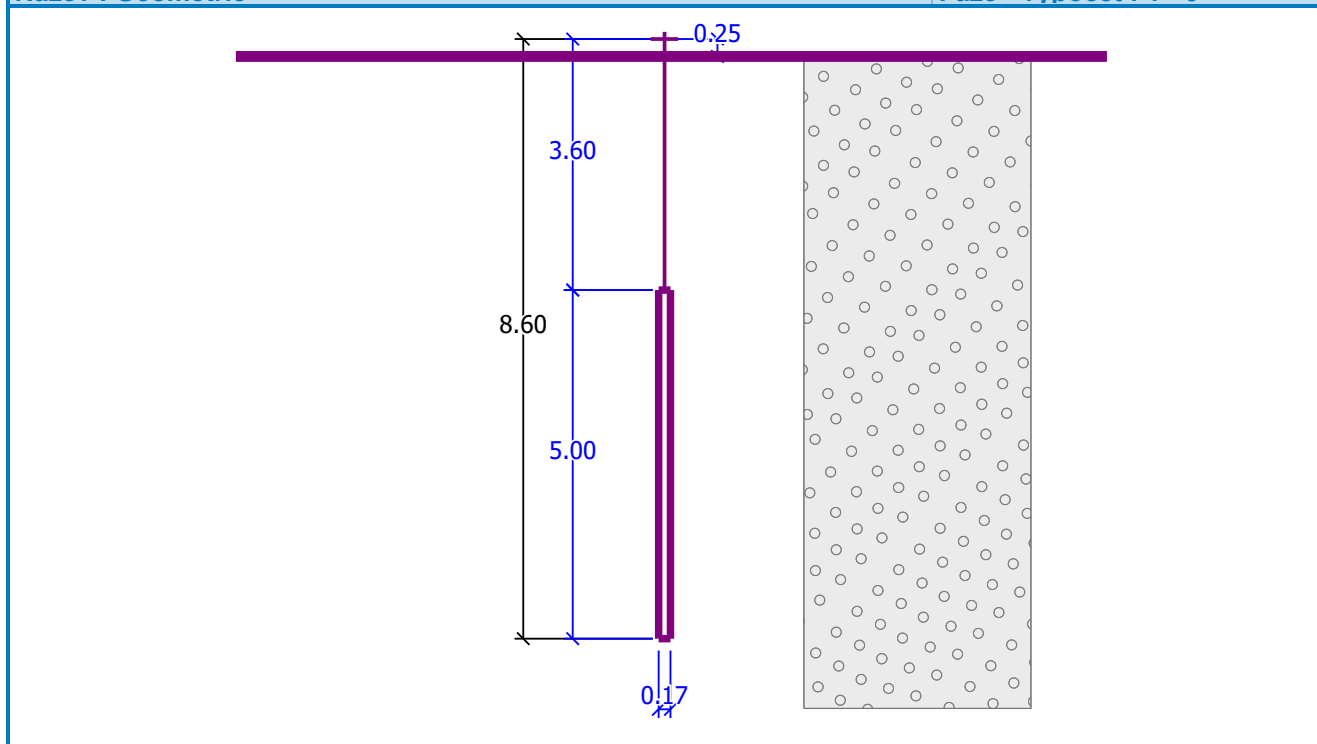
Průměr = 108.0 mm

Tloušťka stěny = 16.0 mm

Volná délka mikropiloty $l = 3.60 \text{ m}$ Délka kořene $l_r = 5.00 \text{ m}$ Průměr kořene $d_r = 0.17 \text{ m}$ Odklon mikropiloty od svislice $\alpha = 0.00^\circ$ Vysazení mikropiloty nad terén $l_a = 0.25 \text{ m}$

Název : Geometrie

Fáze - výpočet : 1 - 0



Materiál konstrukce:

Cementová směs

Normová pevnost v tlaku = 20.00 MPa


Modul pružnosti $E_b = 29000.00$ MPa

Ocel

Normová pevnost oceli = 210.00 MPa

Modul pružnosti $E_s = 210000.00$ MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G3, ulehlá	

Zatížení

Číslo	Síla nová	Síla změna	Název	Síla N [kN]	Moment M [kNm]
1	ANO		MSU_G_max	152.00	3.00

Posouzení čís. 1

Posouzení průřezu - výpočet číslo 1

Ve výpočtu uvažován vliv koroze

Požadovaná životnost $t = 100$ [rok]

Typ zeminy: zeminy v přírodním uložení

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

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

Modul reakce podloží $E_p = 10.00$ MN/m³Spočtený počet půlvln $n = 1.99$ Vzpěrná délka $l_{cr} = 2.17$ m

Statický výpočet

Kritická normálová síla $N_{crd} = 2063.48 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 152.00 \text{ kN}$

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 $\lambda = 69.784$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0.873$

Úroveň neutrální osy $= -39.4 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 51.79 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 140.00 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Posouzení kořene - výpočet číslo 1

Způsob výpočtu - metoda Lizziho.

Součinitel vlivu průměru kořene $= 0.88$

Průměrné mezní plášťové tření $q_{sav} = 150.00 \text{ kPa}$

Posouzení tlačené mikropiloty

Únosnost pláště mikropiloty $R_s = 352.49 \text{ kN}$

Výpočtová únosnost kořene mikropiloty $R_d = 234.99 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 152.00 \text{ kN}$

Svislá únosnost mikropiloty VYHOVUJE

4.4.10 Mostní závěry a posuny ložisek

Dotvarování

Součinitel dotvarování pro ložiska pro interval 30 dní – 100 let.

$$\phi = 0,745$$

Součinitel dotvarování pro mostní závěry pro interval 80 dní – 100 let.

$$\phi = 0,506$$

Průměrná normálová síla v nosníku

$$N_x = 6463 \text{ kN}$$

Okamžité pružné zkrácení

$$\varepsilon_o = 6453 \text{ kN} / 0,625 \text{ m}^2 / 38000 \text{ MPa} = 0,272 \text{ mm/m}$$

Dotvarování pro ložiska

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_o * \phi = 0,272 * 0,745 = -0,203 \text{ mm/m}$$

Dotvarování pro mostní závěry

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_o * \phi = 0,272 * 0,506 = -0,138 \text{ mm/m}$$

Smršťování pro ložiska pro interval 30 dní – 100 let.

$$\varepsilon_{sh} = -0,216 \text{ mm/m}$$

Smršťování pro mostní závěry pro interval 80 dní – 100 let.

$$\varepsilon_{sh} = -0,163 \text{ mm/m}$$

Ochlazení

$$\Delta T_{N,con}^* = \Delta T_{N,con} + -20^\circ = -56^\circ$$

$$\varepsilon_{Tn,con} = -0,56 \text{ mm/m}$$

Oteplení

$$\Delta T_{N,exp}^* = \Delta T_{N,exp} + 20^\circ = +51,5^\circ$$

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,515 \text{ mm/m}$$

Celkové zkrácení pro ložiska na opěře 1

$$\varepsilon_{cr} * 1,35 + \varepsilon_{sh} * 1,6 + \varepsilon_{Tn,con} = -0,203 * 1,35 + -0,216 * 1,6 + -0,56 = 1,180 \text{ mm/m} * 21,35 \text{ m} = 25 \text{ mm}$$

Celkové prodloužení pro ložiska na opěře 1

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,515 \text{ mm/m} * 21,35 \text{ m} = 11 \text{ mm}$$

Celkový posun je 36 mm.

Celkové zkrácení pro mostní závěr na opěře 1

$$\varepsilon_{cr} * 1,35 + \varepsilon_{sh} * 1,6 + \varepsilon_{Tn,con} = -0,138 * 1,35 + -0,163 * 1,6 + -0,56 = 1,006 \text{ mm/m} * 22,70 \text{ m} = 23 \text{ mm}$$

Celkové prodloužení pro mostní závěr na opěře 1

$$\varepsilon_{Tn,con} = 0,515 \text{ mm/m} * 22,70 \text{ m} = 12 \text{ mm}$$

Celkový posun je 35 mm.

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 posouzeny podružnější části konstrukce.

V Liberci 07/2021

Ing. Libor Vykoukal