

STAVBA:

III/1338 Boršov - most ev. č. 1338-1

OBJEDNATEL:



Krajská správa a údržba  
silnic Vysočiny, p. o.

Kosovská 1122/16  
586 01 Jihlava

PROJEKTANT:



Egneza s.r.o.

Kpt. Jaroše 35/20  
434 01 Most

Účel PD:  PDPS	ODP. PROJEKTANT	VYPRACOVAL	Datum:	06/2022
	ING. MICHAL BERNÁT	ING. PETR ŠEDIVÝ	Měřítko:	-
			Formát:	-
Egneza s.r.o., Kpt. Jaroše 35/20, 434 01 Most, tel.: 733 774 924, e-mail: bernat@egneza.cz			Zakázka:	18E24
NÁZEV:  SO 201 Most ev. č. 1338-1			Část:	D.1.2  Paré:
PŘÍLOHA:  STATICKÝ VÝPOČET			Příloha:	
			8	

<b>1</b>	<b>Technická zpráva statického výpočtu .....</b>	<b>4</b>
1.1	Charakteristika mostu.....	4
1.1.1	Identifikační údaje.....	4
1.1.1.1	Stavba .....	4
1.1.1.2	Pozemní komunikace.....	4
1.1.1.3	Přemostňovaná překážka .....	4
1.1.2	Základní údaje o mostě .....	4
1.1.3	Popis konstrukce mostu .....	5
1.1.3.1	Založení mostu .....	5
1.1.3.2	Spodní stavba mostu.....	5
1.1.3.3	Nosná konstrukce mostu.....	5
1.1.4	Materiály konstrukčních celků .....	5
1.1.4.1	Použité třídy betonů dle ČSN EN 206+A1.....	5
1.1.4.2	Betonářská výztuž.....	6
1.1.4.3	Konstrukční ocel.....	6
1.2	Popis statického výpočtu .....	6
1.2.1	Odezva konstrukce na zatížení.....	6
1.2.2	Prvky počítané a posuzované ve statickém výpočtu .....	6
1.2.3	Posouzení dle ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí.....	7
1.3	Použité podklady, literatura a software .....	7
<b>2</b>	<b>Přehledné schémata .....</b>	<b>8</b>
2.1	Půdorys.....	8
2.2	Podélný řez .....	9
2.3	Příčný řez.....	10
<b>3</b>	<b>Zatížení .....</b>	<b>11</b>
3.1	Stálá zatížení a vlivy .....	11
3.1.1	Vlastní tíha konstrukce ( $g_0$ ).....	11
3.1.2	Ostatní stálé zatížení ( $g_1$ ).....	11
3.1.3	Dotvarování a smršťování.....	12
3.1.4	Zemní tlak .....	13
3.1.5	Poklesy podpěr .....	14
3.2	Proměnná zatížení .....	14
3.2.1	Zatížení silniční dopravou.....	14
3.2.1.1	Svislé zatížení.....	15
3.2.1.2	Vodorovné zatížení.....	16
3.2.1.3	Zvětšení zemního tlaku od zatížení silniční dopravou .....	16
3.2.1.4	Sestavy zatížení silniční dopravou .....	17
3.2.2	Zatížení teplotou .....	17
3.3	Kombinace zatížení.....	19
3.3.1	Kombinační pravidla.....	19

3.3.2	Součinitelé zatížení .....	20
3.3.3	Mezní stavy únosnosti .....	21
3.3.3.1	Trvalé a dočasné návrhové situace .....	21
3.3.3.2	Mimořádné návrhové situace .....	21
3.3.4	Mezní stavy použitelnosti .....	21
<b>4</b>	<b>Výpočtové modely .....</b>	<b>22</b>
4.1	Globální deskový model .....	22
4.1.1	Popis výpočtového modelu .....	22
4.1.2	Geometrie modelu .....	22
4.1.3	Použité materiály .....	23
<b>5</b>	<b>Mikropilotové založení .....</b>	<b>24</b>
5.1	Síly v hlavách mikropilot .....	24
5.2	Posouzení mikropilot .....	24
5.2.1	Navržené mikropiloty .....	24
5.2.2	Posouzení mikropilot – opěra P1- vrt V-1 .....	25
5.2.3	Posouzení mikropilot – opěra P2- vrt V-2 .....	27
<b>6</b>	<b>Vrubové klouby .....</b>	<b>29</b>
6.1	Síly působící na vrubové klouby .....	29
6.2	Geometrie vrubových kloubů .....	29
6.3	Posouzení betonu .....	30
6.4	Posouzení výztuže procházející vrubovým kloubem .....	30
<b>7</b>	<b>Nosná konstrukce .....</b>	<b>31</b>
7.1	Předpoklady pro návrh a posouzení .....	31
7.2	Podélná výztuž nosné konstrukce .....	31
7.2.1	Navržená výztuž .....	31
7.2.2	Mezní stav únosnosti - návrhová kombinace .....	32
7.2.2.1	Výpočet maximálních ohybových momentů .....	32
7.2.2.2	Vykrytí ohybových momentů .....	33
7.2.3	Mezní stav použitelnosti - omezení napětí - charakteristická kombinace .....	34
7.2.3.1	Výpočet maximálních ohybových momentů .....	34
7.2.3.2	Vykrytí ohybových momentů .....	35
7.2.4	Mezní stav použitelnosti - omezení trhlin - kvazistálá kombinace .....	36
7.2.4.1	Výpočet maximálních ohybových momentů .....	36
7.2.4.2	Vykrytí ohybových momentů .....	38
7.3	Posouzení nosné konstrukce na smyk .....	39
7.3.1	Navržená výztuž .....	39
7.3.2	Výpočet smykové únosnosti .....	39
7.3.2.1	Průřezy bez smykové výztuže .....	39
7.3.2.2	Průřezy se smykovou výztuží .....	40
7.3.3	Vykrytí smykových sil .....	41

<b>8</b>	<b>Navržená výztuž.....</b>	<b>43</b>
8.1	Přehled navržené výztuže.....	43
8.2	Posouzení konstrukčních zásad.....	43
<b>9</b>	<b>Deformace konstrukce.....</b>	<b>44</b>
<b>10</b>	<b>Závěr.....</b>	<b>45</b>

# 1 Technická zpráva statického výpočtu

## 1.1 Charakteristika mostu

### 1.1.1 Identifikační údaje

#### 1.1.1.1 Stavba

<i>Stavba</i>	<b>III/1338 Boršov – most ev. č. 1338-1</b>
<i>Katastrální území</i>	Boršov (608 009) Dušejov (633 852)
<i>Obec</i>	Boršov (586 927) Dušejov (587 095)
<i>Kraj</i>	Vysočina
<i>Předmět dokumentace</i>	Dokumentace řeší rekonstrukci stávajícího mostu ev. č. 1338-1, který převádí silnici III/1338 přes Jedlovský potok – změna dokončené stavby.

#### 1.1.1.2 Pozemní komunikace

<i>Název</i>	<b>Silnice III/1338</b>
<i>Návrhová kategorie (nová)</i>	S6,5
<i>Staničení úprav</i>	Relativní

#### 1.1.1.3 Přemost'ovaná překážka

<i>Název</i>	<b>Jedlovský potok</b>
<i>Místo křížení (nové)</i>	1. pole mostu

### 1.1.2 Základní údaje o mostě

<i>Název mostu</i>	Most ev. č. 1338-1
<i>Stávající a nový vlastník objektu</i>	Krajská správa a údržba silnic Vysočiny, p. o.
<i>Staničení objektu</i>	-
<i>Situování objektu v terénu</i>	Stavba se nachází v extravilánu mezi obcemi Boršov a Dušejov v rovinatém terénu.
<i>Účel objektu</i>	Most převádí silnici III/1338 přes Jedlovský potok.

### 1.1.3 Popis konstrukce mostu

#### 1.1.3.1 Založení mostu

Nová nosná konstrukce je založena přes nové části opěr hlubině na roštu z mikropilot. Pod každou opěrou je navrženo celkem 9 párů mikropilot (celkem tedy 18 pilot na opěru a 36 na celý most). Sklon mikropilot je 10°.

#### 1.1.3.2 Spodní stavba mostu

Spodní stavbu tvoří nové železobetonové části opěr včetně rovnoběžných křídel.

Ze stávající spodní stavby budou zachovány železobetonové základové pasy a část krajních opěr.

Nové části opěr jsou navrženy se svislým rubem i lícem, tloušťka opěry bude 0,755 m. Spodní hrana bude vodorovná v úrovni bourání stávající spodní stavby, horní plocha bude v příčném směru mostu kopírovat sklon nosné konstrukce (jednostranný 3 % s protispádem 4 %). Horní plocha bude v podélném směru rozdělena vrubovým kloubem šířky 200 mm a bude od kloubu klesat ve sklonu 4 % směrem k líci a ve sklonu 10 % směrem k rubu. Založení opěr je hlubinné na roštu mikropilot (viz výše) a se stávajícími opěrami budou spřaženy betonářskou výztuží vlepenou do předem vyvrtaných otvorů.

Součástí opěr budou krátká vetknutá rovnoběžná křídla šířky 0,6 m, která budou mít horní plochu ve sklonu 2 % (v podélném směru mostu), v příčném směru pak budou kopírovat sklon nosné konstrukce. Horní plocha křídel bude ve stejné úrovni jako horní plocha navazující části nové nosné konstrukce a od této desky budou křídla oddělena dilatační spárou tl. 20 mm.

#### 1.1.3.3 Nosná konstrukce mostu

Nosnou konstrukci tvoří železobetonová monolitická deska uložená na spodní stavbu přes vrubové klouby. Rozpětí kolmé je 8,3 m, šikmé 8,8 m, délka nosné konstrukce 9,6 m. Podélný sklon horního povrchu nosné konstrukce je 2 % a je shodný s výškovým vedením silnice.

Výška nosné konstrukce bude konstantní v příčném i podélném směru 0,63 m. Sklon horního povrchu konstrukce je v příčném směru jednostranný 3 %, na pravé straně mostu ve vzdálenosti 0,25 m od obrubníku horní povrch nosné konstrukce stoupá ve sklonu 4 % (protispád). Na spodním líci desky nosné konstrukce bude provedena ve vzdálenosti 150 mm od bočního líce konstrukce okapnička 15/30 mm.

#### 1.1.4 Materiály konstrukčních celků

Ve statickém výpočtu byly uvažovány následující materiály:

##### 1.1.4.1 Použité třídy betonů dle ČSN EN 206+A1

Opěry	C30/37
Nosná konstrukce	C35/45

#### 1.1.4.2 Betonářská výztuž

Ve všech částech konstrukce mostu bude použita betonářská výztuž **B500B**.

#### 1.1.4.3 Konstrukční ocel

Mikropiloty budou tvořeny ocelovou trubkou z oceli **S355**.

### 1.2 Popis statického výpočtu

Cílem tohoto statického výpočtu je ověření dimenzí všech **rozhodujících** prvků mostu a návrh betonářské výztuže v nich.

**Ve statickém výpočtu jsou pro svoji obsáhlost uvedeny pouze základní vstupy a výsledky z výpočetních programů. Všechny podklady a podrobné vstupy a výsledky jsou archivovány u zpracovatele statického výpočtu.**

#### 1.2.1 Odezva konstrukce na zatížení

Zatížení na konstrukci mostu bylo uvažováno dle příslušných částí normy ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí a zatížení zemním tlakem dle ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce.

Odezva konstrukce na zatížení byla určena pomocí výpočtového MKP modelu vytvořeného v programu MIDAS/Civil. Most byl modelován jako 3D desková konstrukce s finálním statickým systémem.

#### 1.2.2 Prvky počítané a posuzované ve statickém výpočtu

V rámci statického výpočtu byly počítány a posuzovány následující prvky:

- mikropilotové založení
- vrubové klouby
- nosná konstrukce
- deformace konstrukce

Opěry ve statickém výpočtu vzhledem k jejich rozměrům a malému namáhání posuzovány nebyly, lze důvodně předpokládat, že u opěr bude dostačující vyztužení podle konstrukčních zásad (musí být ověřeno v rámci RDS).

Posouzení železobetonových a předpjatých průřezů bylo provedeno dle ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí.

### 1.2.3 Posouzení dle ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí

#### Mezní stavy únosnosti

- moment na mezi únosnosti
- únosnost ve smyku (průřez bez smykové výztuže, průřez se smykovou výztuží)

#### Mezní stavy použitelnosti

- omezení napětí betonu v tlaku
- omezení napětí v betonářské výztuži
- omezení trhlin

#### Konstrukční uspořádání prvků

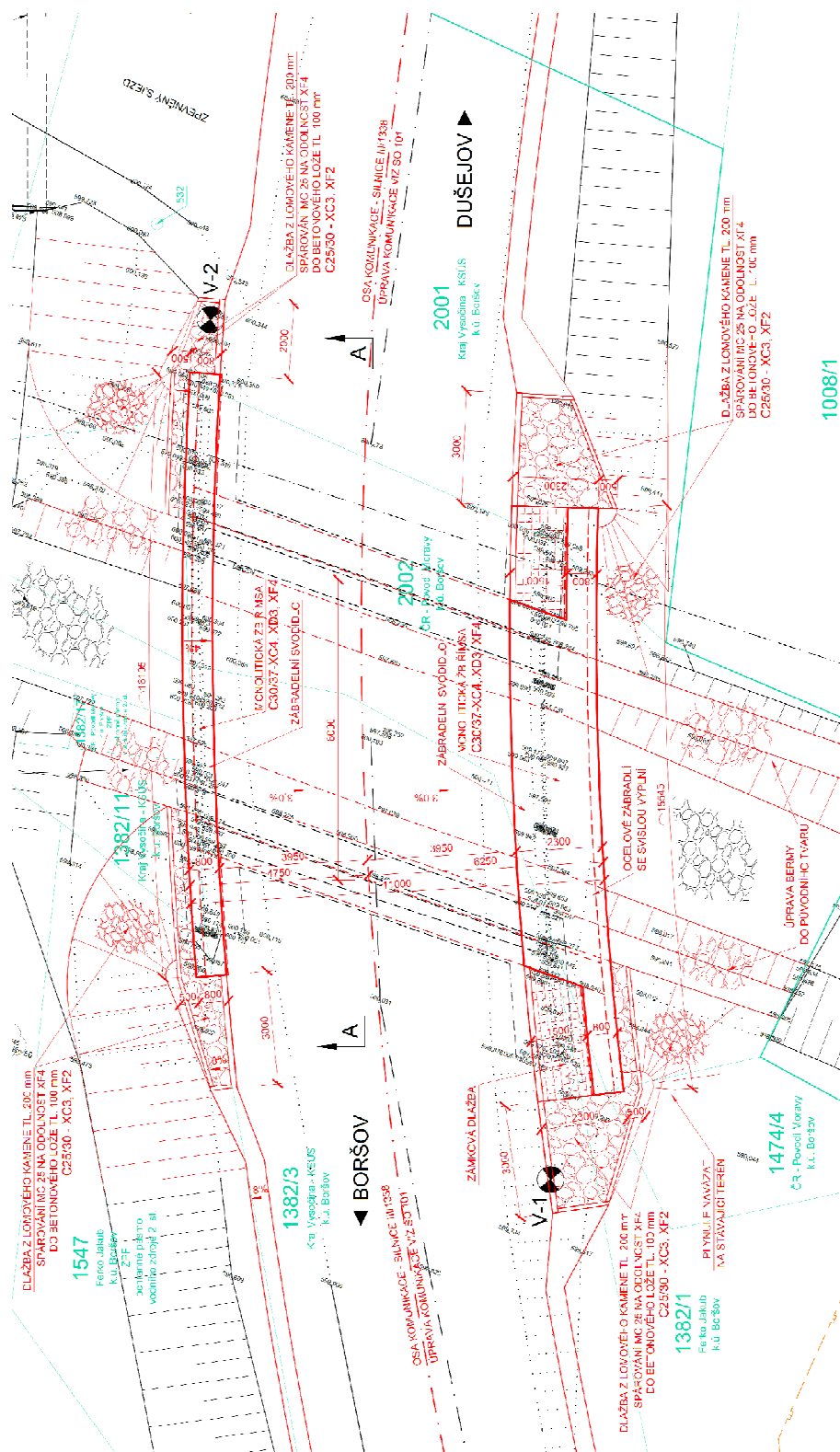
- posouzení minimální plochy výztuže
- posouzení maximální plochy výztuže

## 1.3 Použité podklady, literatura a software

- 1) Zpráva IG průzkumu – BALUN geo s.r.o., 05/2019
- 2) ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- 3) ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí
- 4) ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí
- 5) ČSN EN 1997 Navrhování geotechnických konstrukcí
- 6) ČSN EN 206+A1 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- 7) ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce
- 8) FIP Recommendations 1996, Practical Design of Structural Concrete
- 9) Designer's guide to Eurocode I: Action on Bridges, Calgaro, Tschumi and Gulvanessian, Thomas Telford Publishing, London, 2010
- 10) Designer's guide to EN 1992-2, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 2: Concrete Bridges, Hendy and Smith, Thomas Telford Publishing, London, 2007
- 11) Betónové konštrukcie, Bilčík, Fillo, Benko, Halvonik, ES STU Bratislava, 2008
- 12) Navrhování betonových konstrukcí, Procházka a kol., ČBS, Praha 2005
- 13) Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika – TK 21 - Betonové mosty, Stráský, ČKAIT, Praha 2001
- 14) Speciální zakládání staveb 1. díl, Masopust, Akademické Nakladatelství Cerm s.r.o., Brno, 2004
- 15) Navrhování základových a pažicích konstrukcí, Masopust, INFORMAČNÍ CENTRUM ČKAIT s.r.o., Praha, 2018
- 16) program MIDAS/Civil firmy MIDAS Information Technology Co.,Ltd

## 2 Přehledné schémata

### 2.1 Půdorys







### 3 Zatížení

Zatížení na konstrukci mostu bylo uvažováno dle příslušných částí normy ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí a zatížení zemním tlakem dle ČSN 73 0037 Zemní tlak na stavební konstrukce.

#### 3.1 Stálá zatížení a vlivy

##### 3.1.1 Vlastní tíha konstrukce (g<sub>0</sub>)

Vlastní tíha konstrukce je automaticky generována programem MIDAS/Civil, ve kterém je vytvořen výpočetní model konstrukce. Program počítá vlastní tíhu automaticky ze zadaných průřezových ploch, popřípadě z tloušťek desek.

Objemová tíha  $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Tíha křídel

křídlo	délka [m]	šířka [m]	plocha [m <sup>2</sup> ]	konzola [m <sup>2</sup> ]	G <sub>0,křídlo</sub> [kN]	G <sub>0,kon</sub> [kN]	G <sub>0</sub> [kN]	n <sub>node</sub> [-]	G <sub>node</sub> [kN]
1L	3.300	0.600	11.0000	0.0000	165.00	0.00	<b>165.00</b>	6	27.500
1P	3.300	0.600	11.0000	0.0000	165.00	0.00	<b>165.00</b>	6	27.500
2L	3.300	0.600	11.0000	0.0000	165.00	0.00	<b>165.00</b>	6	27.500
2P	3.300	0.600	11.0000	0.0000	165.00	0.00	<b>165.00</b>	6	27.500

##### 3.1.2 Ostatní stálé zatížení (g<sub>1</sub>)

Tíha vozovky

Popis zatížení	a [m]	b [m]	A [m <sup>2</sup> ]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>1,k</sub> [kN/m]
Vozovka (nominální)	0.085	1.000	0.0850	24.0	2.04

*Dodatečně prováděné vrstvy nejsou zahrnuty v nominální hodnotě tloušťky vozovky:*

dolní hodnota  $g_{1,k,inf} = 0.8 \cdot g_{1,k}$

horní hodnota  $g_{1,k,sup} = 1.4 \cdot g_{1,k}$

Ostatní zatížení

Popis zatížení		a [m]	b [m]	A [m <sup>2</sup> ]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	g <sub>1,k</sub> [kN/m]	Σg <sub>1,k</sub> [kN/m]
L	Římsa - rovnoměrné	0.240	1.000	0.2400	25.0	6.00	4.75
	Římsa - doplněk	0.600	0.250	0.1500	25.0	3.75	
	Zábradelní svodidlo	1.000	1.000	1.0000	1.0	1.00	
P	Římsa - rovnoměrné	0.240	1.000	0.2400	25.0	6.00	4.25
	Zábradelní svodidlo	1.000	1.000	1.0000	1.0	1.00	
	Římsa - doplněk	0.600	0.250	0.1500	25.0	3.75	
	Zábradlí	1.000	1.000	1.0000	0.5	0.50	

Ostatní stálé zatížení na křídlech

křídlo	délka [m]	šířka [m]	zatížení [kN/m]	G <sub>1</sub> [kN]	n <sub>node</sub> [-]	G <sub>node</sub> [kN]
1L	3.300	0.600	8.35	27.56	6	4.593
1P	3.300	0.600	7.85	25.91	6	4.318
2L	3.300	0.600	8.35	27.56	6	4.593
2P	3.300	0.600	7.85	25.91	6	4.318

### 3.1.3 Dotvarování a smršťování

Dotvarování a smršťování jsou uvažovány dle ČSN EN 1992-1-1.

#### Vstupní údaje

Třída betonu	<input type="text" value="C35/45"/>	
Charakteristická hodnota válcové pevnosti v tlaku	$f_{ck} =$	35 MPa
Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní	$f_{cm} =$	43 MPa
Sečnová hodnota modulu pružnosti	$E_{cm} =$	34 GPa
Třída cementu	<input type="text" value="N - normální a rychle tuhnutí"/>	
Relativní vlhkost okolního prostředí	$RH =$	70 %
Plocha průřezu	$A_c =$	0.6300 m <sup>2</sup>
Obvod prvku vystavený okolnímu prostředí	$u =$	2.0000 m
Náhradní rozměr průřezu	$h_0 =$	0.630 m

#### Dotvarování

Dotvarování nebylo vzhledem k tomu, že se jedná o železobetonovou konstrukci, uvažováno.

#### Smršťování

Doba ošetřování betonu	$t_s =$	3 dny
Stáří betonu v uvažovaném okamžiku	$t =$	36500 dny

#### **Smršťování vysycháním**

Součinitele, které závisí na druhu cementu	$\alpha_{ds1} =$	4
	$\alpha_{ds2} =$	0.12
	$\beta_{RH} =$	1.018
Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním	$\epsilon_{cd,0} =$	-0.34 mm/m
Součinitel závisející na náhradní tloušťce $h_0$	$k_h =$	0.700
	$\beta_{ds}(t, t_s) =$	0.983
Poměrné smrštění od vysychání v čase $t$	$\epsilon_{cd}(t) =$	<b>-0.235</b> mm/m

#### **Autogenní smršťování**

Poměrné autogenní smrštění v čase $\infty$	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	-0.06 mm/m
	$\beta_{as}(t) =$	1.000
Poměrné autogenní smrštění v čase $t$	$\epsilon_{ca}(t) =$	<b>-0.063</b> mm/m

#### **Celkové smršťování**

Celkové poměrné smrštění v čase $t$	$\epsilon_{ca}(t) =$	<b><u>-0.297</u></b> mm/m
-------------------------------------	----------------------	---------------------------

### Náhradní teplotní zatížení

$t_0 = 3$  dní                       $\varepsilon_{sh}(t_0) = 0$  mm/m  
 $t_1 = 36500$  dní                       $\varepsilon_{sh}(t_1) = -0.300$  mm/m

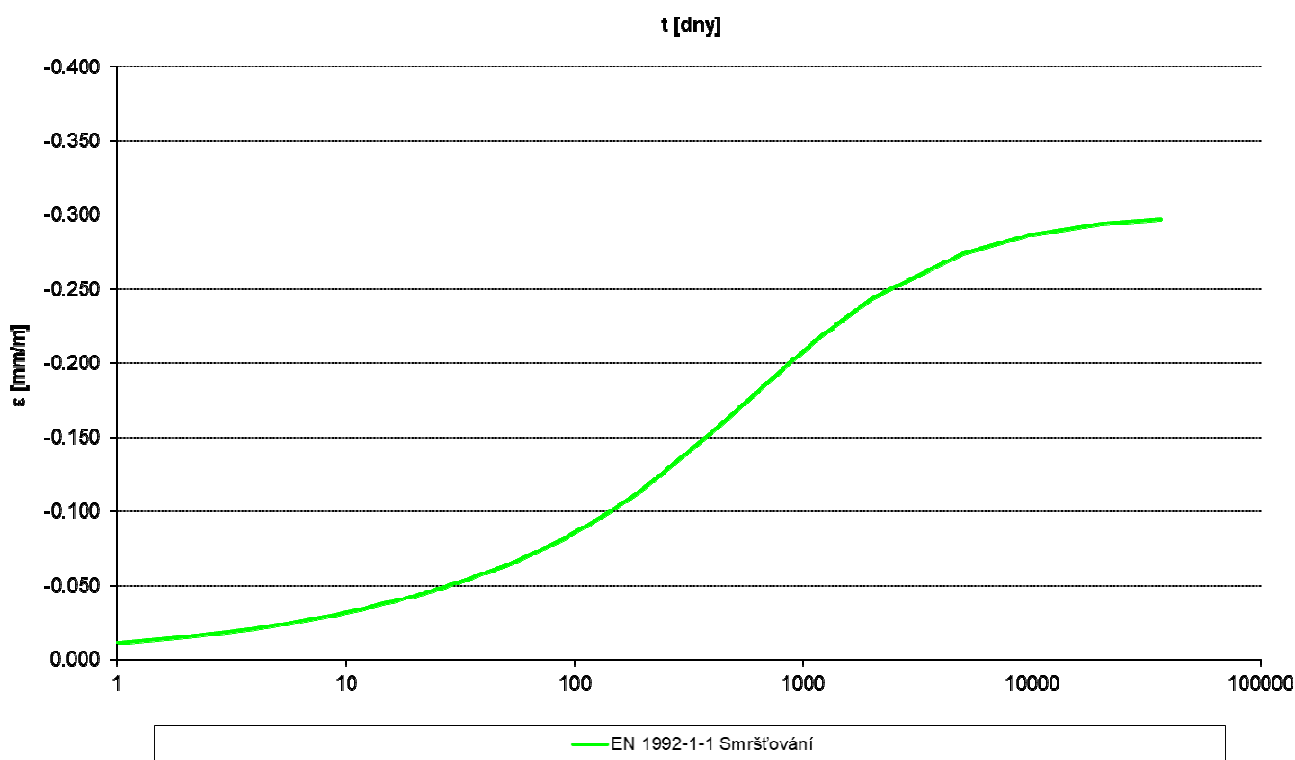
$\varepsilon_{sh}(t_1 - t_0) = -0.3$  mm/m

$\alpha_T = 1.0E-05$

$\Delta T_{smr} = -30.0$  °C                      - náhradní teplotní zatížení

$\gamma_{lt} = 1,2$  – součinitel bezpečnosti pro extrapolaci zpožděného poměrného přetvoření na dlouhodobé období (dle čl. B.105 z ČSN EN 1992-2)

### Poměrné přetvoření od smršťování a dotvarování



obr. 1 Průběh poměrného přetvoření od smršťování

### 3.1.4 Zemní tlak

- uvažován stálý zemní tlak od aktivního po klidový
- uvažován pasivní odpor na rubu opěr

$\gamma = 20.0$  kN/m<sup>3</sup>

$\varphi_{ef} = 30.0$  °

$c_{ef} = 0.0$  kPa

$\delta = 0.0$  °

nesoudržná

### Zemní tlaky

	<b>Aktivní</b>	<b>Klidový</b>	<b>Delta</b>	
$K =$	0.33	0.50		
$b =$	1.000	1.000	1.000	m
$h_1 =$	0.75	0.75	0.75	m
$h_2 =$	2.25	2.25	2.25	m
$\Delta h =$	1.50	1.50	1.50	m
$\sigma_1 =$	5.00	7.50		kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_2 =$	15.00	22.50		kN/m <sup>2</sup>
$f_1 =$	<b>5.00</b>	<b>7.50</b>	<b>2.50</b>	kN/m
$f_2 =$	<b>15.00</b>	<b>22.50</b>	<b>7.50</b>	kN/m
$F_h =$	15.0	22.5	7.5	kN

### 3.1.5 Poklesy podpěr

S ohledem na statické schéma konstrukce (prostě uložená deska) nebyly uvažovány.

## 3.2 Proměnná zatížení

### 3.2.1 Zatížení silniční dopravou

Zatížení silniční dopravou bylo uvažováno podle ČSN EN 1991-2, kap. 4. S ohledem na to, že se jedná o silnici III. třídy, byla komunikace z hlediska zatížení zařazena do skupiny 1 pozemních komunikací a bylo uvažováno s výskytem zvláštního vozidla s označením 900/150 na mostě (model LM3 a sestava gr5).

Roznos zatížení ve vozovkových vrstvách a v nosné konstrukci byl uvažován pod úhlem 45° od svislice. Zatížení bylo umístěno na nosnou konstrukci do nejúčinnějších poloh pro vyvození extrémních účinků.

### 3.2.1.1 Svislé zatížení

#### LM1

pruhy á 3m + zbytek pro rovnoměrné  
dvojnápravu

$\alpha_Q Q_k$  na nápravu

rovnoměrné zatížení

$\alpha_q q_k$

kontaktní plocha

$$0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

vzdálenost kol

2.0 m

vzdálenost náprav

1.2 m

šířka vozovky

$w = 7.9 \text{ m}$

počet zat. pruhů

2

šířka zat. pruhu

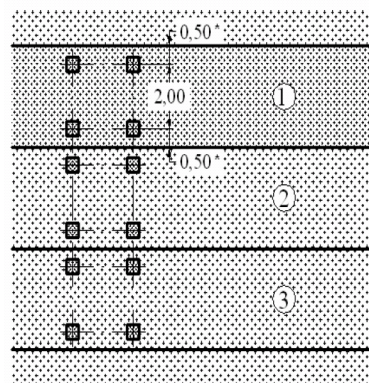
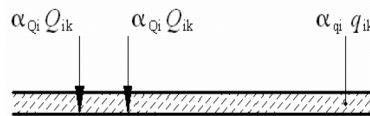
3 m

šířka zbývajících částí

1.9 m

skupina komunikací (NA 2.12)

1



#### liniové zatížení LM1

pruh	$\alpha_Q$	$\alpha_Q Q_k$ (kN)	$\alpha_q$	$\alpha_q q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha_q Q_k$ (kN/m)
1	1	300	1	9	27
2	1	200	2.4	6	18
3	1	0	2.4	6	18
x	-	0	2.4	6	-18
zbytek	-	0	1.2	3	5.70
suma		500			50.7

#### LM2

pro mosty 3-7m délky a příčný směr

jedna náprava

$\beta_Q Q_{ak}$

zatížení

$$Q_{ak} = 400 \text{ kN}$$

$\beta_Q = 0.8$

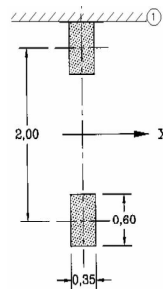
kontaktní plocha

$$0.6 \times 0.35 = 0.21 \text{ m}^2$$

vzdálenost kol

2.0 m

přídavný dynamický součinitel (u MZ) stejně jako u FLM3



#### LM3

zvláštní souprava

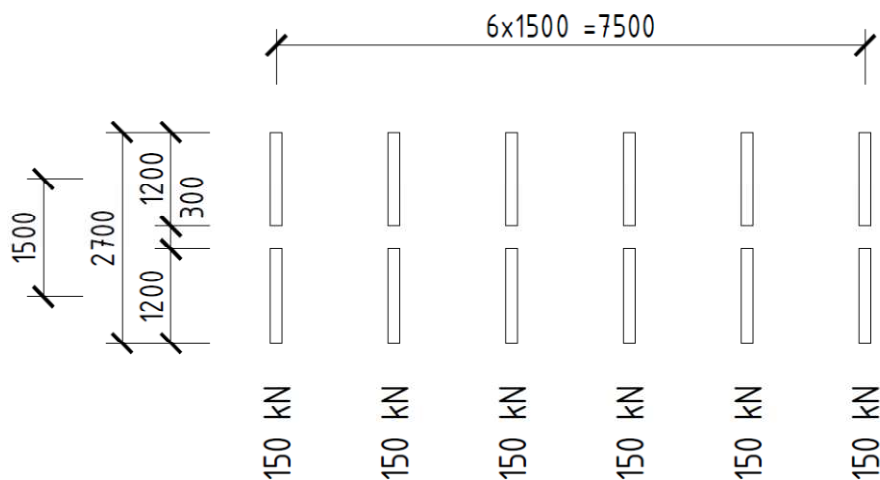
uvažováno speciální vozidlo

$$900 / 150$$

délka vozidla

$$5 \times 1.5 = 7.5 \text{ m}$$

$\phi = 1.25$



### 3.2.1.2 Vodorovné zatížení

#### brzdné a rozjezdové síly (kap. 4.4.1)

délka mostu 10 m  
 $Q_{lk} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$   $Q_{lk} = 387 \text{ kN}$   $180 \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$

#### odstředivé a jiné příčné síly (kap. 4.4.2)

- působí v povrchu vozovky

poloměr mostu 110 m (0 pro přímý most)  
 odstředivá síla  $Q_{tk} = 100 \text{ kN}$   
 příčná brzdna síla  $Q_{trk} = 0.25Q_{lk} = 97 \text{ kN}$   
 **$\max Q_{tk} = 100 \text{ kN}$**  působí současně s  $Q_{lk}$

Příčná síla působí jako soustředěné zatížení v kterémkoliv řezu na mostě.

#### brzdné a rozjezdové síly pro LM3 (NA 2.18)

$Q_{lk} = 0.6 \cdot Q_{LM3}$   $Q_{lk} = 540 \text{ kN}$   
 redukce vlivem délky mostu  $red = 1.00$   
 **$Q_{lk,red} = 540 \text{ kN}$**

#### odstředivé a jiné příčné síly pro LM3 (NA 2.20)

- působí v povrchu vozovky

poloměr mostu 110 m (0 pro přímý most)  
 odstředivá síla  $Q_{tk} = 180 \text{ kN}$   
 příčná brzdna síla  $Q_{trk} = 0.25Q_{lk} = 135 \text{ kN}$   
 **$\max Q_{tk} = 180 \text{ kN}$**  působí současně s  $Q_{lk}$

Příčná síla působí jako soustředěné zatížení v kterémkoliv řezu na mostě.

### 3.2.1.3 Zvětšení zemního tlaku od zatížení silniční dopravou

Zvětšení zemního tlaku od zatížení silniční dopravou bylo uvažováno hodnotou zemního tlaku v klidu. Výpočet součinitele zemního tlaku viz kapitolu 3.1.4. Byl uvažovaný zemní tlak od modelu zatížení LM1 a LM3. Plocha zatížena byla uvažována dle ČSN EN 1991-2, tabulka NA.6.

- uvažován stálý klidový zemní tlak

$K = 0.50$

Model		LM1	LM1-dop	LM3
<b>Q</b>	[kN]	600	0	900
<b>a</b>	[m]	3.000	3.000	3.000
<b>b</b>	[m]	4.500	4.500	8.000
<b>q</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	9.0	9.0	0.0
<b>Q/ab+q</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	53.44	9.00	37.50
<b><math>\sigma_x</math></b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	<b>26.72</b>	<b>4.50</b>	<b>18.75</b>

### 3.2.1.4 Sestavy zatížení silniční dopravou

Pro výpočet byly uvažovány skupiny gr1a, gr1b, gr2 a gr5 z následující tabulky z normy.

Tabulka 4.4a – Stanovení sestav zatížení dopravou (charakteristické hodnoty vícetřížkových zatížení)<sup>NP21)</sup>

		VOZOVKA					CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY	
Typ zatížení		Svislé síly				Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly <sup>a</sup>	odstředivé síly a příčné síly <sup>a</sup>	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				NP21)	NP21)	kombinační hodnota <sup>b</sup>
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 <sup>d</sup>							charakteristická hodnota <sup>c</sup>
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A <sup>NP16)</sup>		charakteristická hodnota <sup>NP16)</sup>		NP18)	NP20)	
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								
<sup>a</sup> Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy).								
<sup>b</sup> Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m <sup>2</sup> , NP21)								
<sup>c</sup> Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.								
<sup>d</sup> Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								

### 3.2.2 Zatížení teplotou

Zatížení teplotou bylo uvažováno dle ČSN EN 1991-1-5, čl. 6.

#### 6.1 Nosné konstrukce mostů

##### 6.1.1 Typy nosných konstrukcí mostů

3. typ: betonová nosná konstrukce ▼

##### 6.1.3 Rovnoměrná složka teploty

Minimální teploty vzduchu ve stínu

-32,1 až -34 °C ▼

$T_{\min} = -34.0 \text{ °C}$

Maximální teploty vzduchu ve stínu

36,1 až 38 °C ▼

$T_{\max} = 38.0 \text{ °C}$

Minimální rovnoměrná složka teploty

$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -26.0 \text{ °C}$

Minimální rovnoměrná složka teploty

$T_{e,\max} = T_{\max} + 1.5 = 39.5 \text{ °C}$

Výchozí teplota mostu

$T_0 = 10.0 \text{ °C}$

##### Rozsah rovnoměrných složek teplot pro výpočet mostu

Charakteristická hodnota pro výpočet zkrácení mostu

$\Delta T_{N,\text{con}} = -(T_0 - T_{e,\min}) = -36.0 \text{ °C}$

Charakteristická hodnota pro výpočet prodloužení mostu

$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 29.5 \text{ °C}$

Celkový rozsah rovnoměrné složky teploty mostu

$\Delta T_N = 65.5 \text{ °C}$

## 6.1.4 Rozdílové složky teploty

### 6.1.4.1 Svislá lineární složka (postup 1)

Typ konstrukce

3. typ: betonová nosná konstrukce – betonová deska

Tloušťka mostního svršku

50 mm

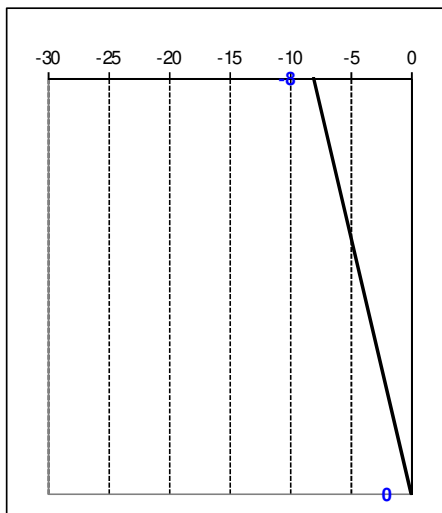
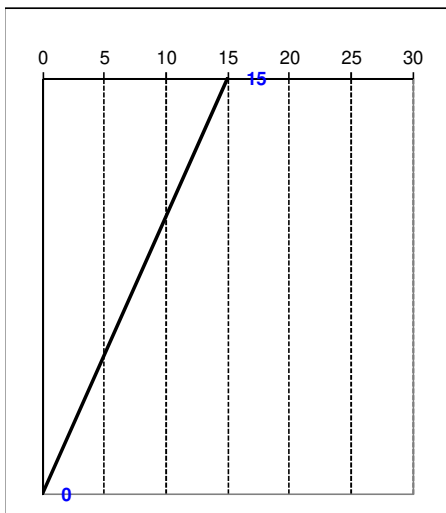
**Lineární rozdílové složky:**

Horní povrch teplejší než dolní

$$\Delta T_{M,heat} = 1.0 \cdot 15 = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Dolní povrch teplejší než horní

$$\Delta T_{M,cool} = 1.0 \cdot -8 = -8 \text{ }^{\circ}\text{C}$$



### 6.1.4.1 Svislá lineární složka (postup 1)

Typ konstrukce

3. typ: betonová nosná konstrukce – betonová deska

Tloušťka mostního svršku

100 mm

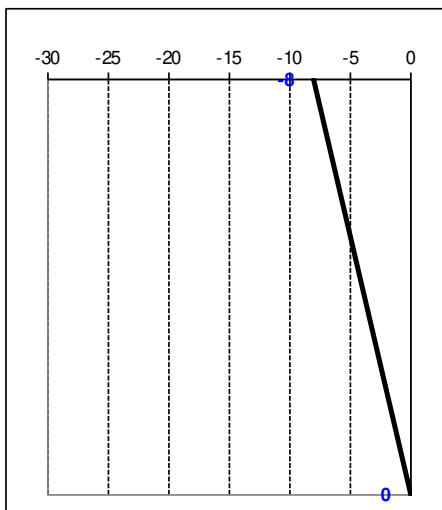
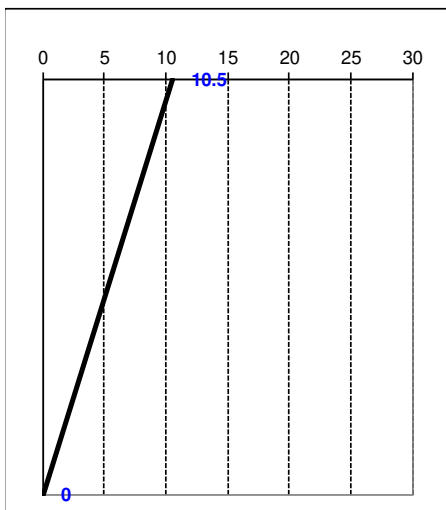
**Lineární rozdílové složky:**

Horní povrch teplejší než dolní

$$\Delta T_{M,heat} = 0.7 \cdot 15 = 10.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Dolní povrch teplejší než horní

$$\Delta T_{M,cool} = 1.0 \cdot -8 = -8 \text{ }^{\circ}\text{C}$$



Pro tloušťku mostního svršku 80 mm uvažováno:

$$\Delta T_{M,heat} = 12,3^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = -8,0^{\circ}\text{C}$$

### 6.1.5 Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

Rozdílová složka teploty	$\Delta T$
Rovnoměrná složka teploty	$\Delta T_N$
Kombinace složek	$\Delta T + 0.35\Delta T_N$
	$0.75\Delta T + \Delta T_N$

Rozhoduje nejnepříznivější účinek.

## 3.3 Kombinace zatížení

Kombinace zatížení byly uvažovány dle ČSN EN 1990.

### 3.3.1 Kombinační pravidla

Podle ČSN EN 1990, čl. A2.2.2

(2) Model zatížení 2 (nebo sestava zatížení gr1b) a osamělá síla  $Q_{w,k}$  (viz 5.3.2.2 v EN 1991-2) na lávkách pro chodce se nemusí kombinovat s dalším proměnným zatížením.

(3) Zatížení sněhem nebo větrem se nemusí kombinovat s:

- brzdnými a rozjezdovými silami nebo odstředivými silami nebo sestavou zatížení gr2;
- zatíženími na lávkách a cyklistických stezkách nebo sestavou zatížení gr3;
- zatížením davem lidí (model zatížení 4) nebo sestavou zatížení gr4.

POZNÁMKA Vhodná kombinační pravidla pro zvláštní vozidla (viz EN 1991-2, příloha A (informativní)), běžnou dopravu (zahnutou v modelech zatížení 1 a 2) a jiná proměnná zatížení mohou být doporučena v národní příloze nebo schválena pro konkrétní projekt. <sup>NP11)</sup>

(4) Zatížení sněhem se nemusí kombinovat s modelem zatížení 1 a 2 nebo se sestavami zatížení gr1 a gr2, pokud není stanoveno jinak s ohledem na zvláštní zeměpisné oblasti.

POZNÁMKA Zeměpisné oblasti, ve kterých může být potřebné v kombinacích zatížení uvažovat zatížení sněhem se sestavami zatížení gr1 a gr2, lze uvést v národní příloze. <sup>NP12)</sup>

(5) S modelem zatížení 1 (LM1) nebo sestavou zatížení gr1a se nemá kombinovat zatížení větrem vyšší, než je nižší z hodnot  $F_w$  nebo  $\psi_0 F_{w,k}$ .

POZNÁMKA Zatížení větrem viz EN 1991-1-4.

(6) Zatížení větrem a zatížení teplotou se nemusí uvažovat společně, pokud pro místní klimatické podmínky není stanoveno jinak.

POZNÁMKA V národní příloze nebo pro konkrétní projekt lze aplikovat různá pravidla pro uvažování současného působení zatížení větrem a zatížení teplotou v závislosti na klimatických podmínkách. <sup>NP13)</sup>

### NA2.4 Článek A2.2.2 Kombinační pravidla pro mosty pozemních komunikací, odstavec (3)

Kombinační pravidla pro zvláštní vozidla vycházejí ze zatěžovacích modelů, které jsou uvedeny v ČSN EN 1991-2, NA2.16.

### NA2.5 Článek A2.2.2 Kombinační pravidla pro mosty pozemních komunikací, odstavec (4)

S výjimkou zastřešených mostů pozemních komunikací se zatížení sněhem se sestavami zatížení gr1 a gr2 na území ČR nekombinuje.

### NA2.6 Článek A2.2.2 Kombinační pravidla pro mosty pozemních komunikací, odstavec (6)

V ČR se současné působení zatížení větrem a zatížení teplotou neuvažuje, pokud to není v konkrétním projektu nezbytné.

### 3.3.2 Součinitelé zatížení

Podle ČSN EN 1990, tab. A2.1

Zatížení	Značka		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) <sup>1)</sup>	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty <sup>2)</sup>	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	$F_w^*$		1,0	–	–
Zatížení teplotou	$T_k$		0,6 <sup>3)</sup>	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	$Q_c$		1,0	–	1,0

<sup>1)</sup> Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  a  $\psi_2$  pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům  $\alpha_{Q,i}$ ,  $\alpha_{Q,i}$ ,  $\alpha_{Q,r}$  a  $\beta_Q$  rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů  $\alpha$ . Např. hodnota  $\psi_2$  jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

<sup>2)</sup> Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele  $\psi_0$  a  $\psi_1$  odpovídají této hodnotě.

<sup>3)</sup> Doporučenou hodnotu  $\psi_0$  pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

**POZNÁMKA 2** Pokud se pro některé mezní stavy použitelnosti betonových mostů národní příloha odkazuje na občasné kombinace zatížení, lze v ní definovat hodnoty  $\psi_{1,infq}$ . Doporučené hodnoty součinitelů  $\psi_{1,infq}$  jsou: <sup>NP20)</sup>

- 0,80 pro gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (zatížení chodci), gr4 (LM4, zatížení davem lidí) a T (zatížení teplotou);
- 0,60 pro  $F_{w,k}$  v trvalých návrhových situacích;
- 1,00 v ostatních případech (tj. charakteristická hodnota se použije jako občasná hodnota).

### 3.3.3 Mezní stavy únosnosti

#### 3.3.3.1 Trvalé a dočasné návrhové situace

Podle ČSN EN 1990, tab. A2.4 (B)

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{PP}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Výraz (6.10b))	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{PP}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(\*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.<sup>NP27)</sup>

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů  $\gamma$  a  $\xi$  následující:<sup>NP20)</sup>

$\gamma_{G,sup} = 1,35$  <sup>1)</sup>

$\gamma_{G,inf} = 1,00$

$\gamma_Q = 1,35$ , pokud  $Q$  reprezentuje nepříznivě působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,45$ , pokud  $Q$  reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26<sup>3)</sup> a 27<sup>3)</sup>), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,20$ , pokud  $Q$  reprezentuje nepříznivě působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,50$  pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení; <sup>2)</sup>

$\xi = 0,85$  (takže  $\xi \gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \approx 1,15$ ).

$\gamma_{set} = 1,20$  v případě pružné lineární analýzy a  $\gamma_{set} = 1,35$  v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty  $\gamma$ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

$\gamma_P$  = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

<sup>1)</sup> Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.

<sup>2)</sup> Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.

<sup>3)</sup> Pro zatížení železniční dopravy u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel  $\gamma_Q = 1,20$  použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SW/2 a součinitel  $\gamma_Q = 1,45$  lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SW/0 a HSLM, apod.

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem  $\gamma_{G,sup}$ , pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem  $\gamma_{G,inf}$ , pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).

POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty  $\gamma_G$  a  $\gamma_Q$  rozdělit na  $\gamma_g$  a  $\gamma_q$  a na součinitel  $\gamma_{SD}$  zahrnující nejistoty modelování. Hodnota  $\gamma_{SD}$  je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v nejobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.<sup>NP27)</sup>

POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.

#### 3.3.3.2 Mimořádně návrhové situace

Mimořádně návrhové situace nebyly ve výpočtu uvažovány.

#### 3.3.4 Mezní stavy použitelnosti

Podle ČSN EN 1990, tab. A2.6

Kombinace	Stálá zatížení $G_d$		Předpětí	Proměnná zatížení $Q_d$	
	Nepříznivá	Příznivá		Hlavní	Ostatní
Charakteristická Častá Kvazistálá	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$P$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

## 4 Výpočtové modely

### 4.1 Globální deskový model

#### 4.1.1 Popis výpočtového modelu

Odezva konstrukce na zatížení byla určena pomocí výpočtového MKP modelu vytvořeného v programu MIDAS/Civil. Most byl modelován jako 3D desková konstrukce s finálním statickým systémem. Geometrie modelu respektuje půdorysný tvar konstrukce.

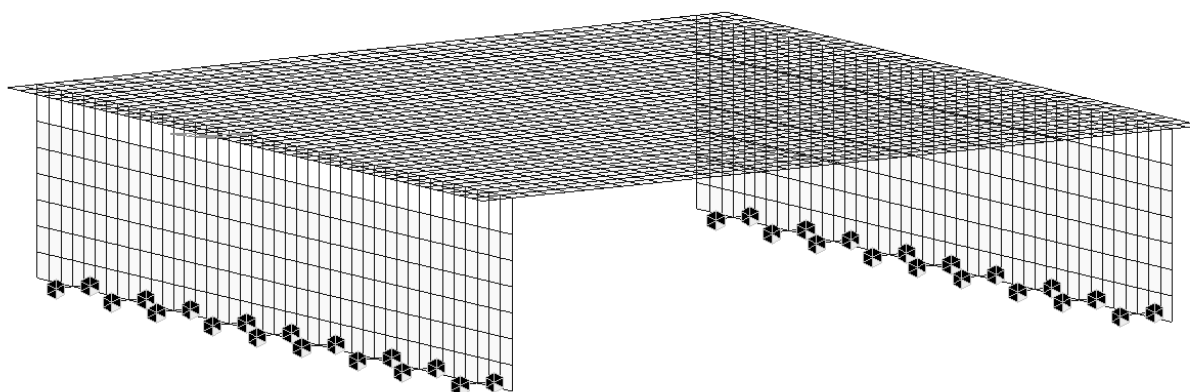
Na rubu rámových stěn jsou modelovány vodorovné pružné podpory s tuhostí  $10,0 \text{ MN/m}^3$ , které působí pouze na tlak (tj. pouze při pohybu konstrukce směrem do zemního tělesa). V místě základové spáry (tj. v místě uložení nové opěry spodní stavbu původního mostu) jsou modelovány vodorovné pružné podpory s tuhostí  $10,0 \text{ MN/m}^3$  (reprezentují modul reakce podloží pod opěrou ve vodorovném směru). V hlavách mikropilot jsou modelovány pružné podpory s tuhostí  $100 \text{ MN/m}$ , natočené tak, že jejich směr odpovídá podélné ose mikropilot.

Výpočtový model byl použit po určení reakcí na mikropiloty (síly v hlavách), vnitřních sil v rozhodujících průřezích konstrukce a deformací.

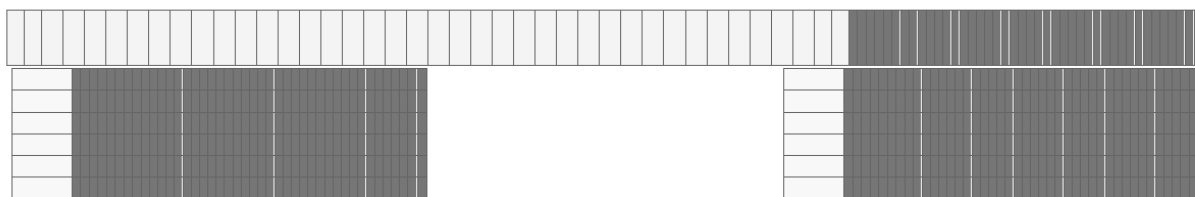
#### 4.1.2 Geometrie modelu



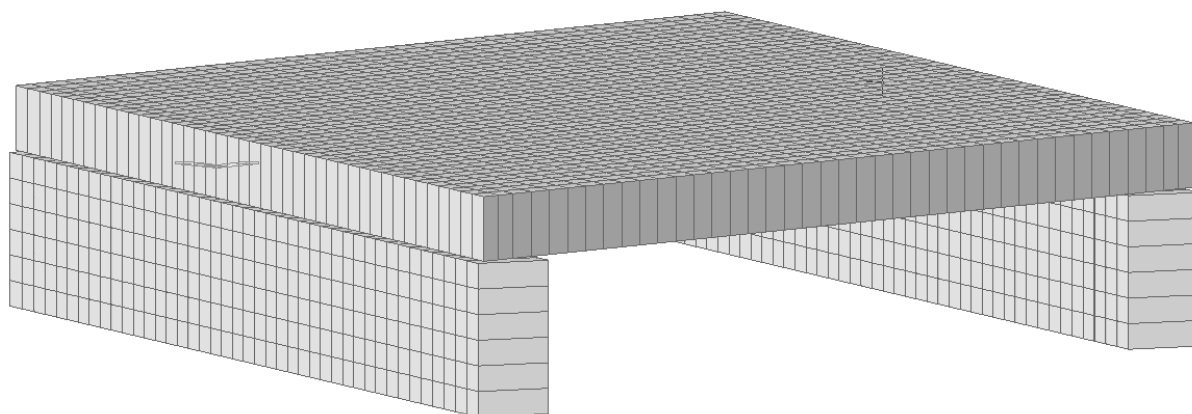
obr. 2 Globální deskový model – drátový – pohled z boku



obr. 3 Globální deskový model – drátový – axonometrie



obr. 4 Globální deskový model - renderovaný – pohled z boku



obr. 5 Globální deskový model - renderovaný – axonometrie

#### 4.1.3 Použité materiály

ID	Name	Type	Standard	Elasticity [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Thermal [1/[C]]	Density [kN/m <sup>3</sup> ]	Material Type
1	C30/37 opěry	Concrete	EN04(RC)	3.28E+07	0.20	1.00E-05	2.50E+01	Isotropic
2	C35/45 nk	Concrete	EN04(RC)	3.41E+07	0.20	1.00E-05	2.50E+01	Isotropic
9	Tuhy	Concrete	None	3.50E+09	0.20	1.00E-05	0.00E+00	Isotropic

## 5 Mikropilotové založení

### 5.1 Síly v hlavách mikropilot

Síly v hlavách mikropilot jsou uvedeny v následující tabulce (obálka zatěžovacích účinků v hlavách mikropilot na opěře P1 a opěře P2, plus pro tlakovou sílu, minus pro tahovou sílu).

Síly na mikropiloty	$N_{sv is, max}$	$N_{sv is, min}$
	[kN]	[kN]
Návrhová kombinace	462	-165
Charakteristická kombinace	360	-103
Častá kombinace	245	-103
Kvazistálá kombinace	168	11

### 5.2 Posouzení mikropilot

#### 5.2.1 Navržené mikropiloty

Délka mikropilot byla navržena na základě doporučení uvedených ve Zprávě IG průzkumu (BALUN geo s.r.o., 05/2019), která uvádí, že projektovaný objekt je vhodné založit hlubinně prostřednictvím pilot či mikropilot do úrovně vysoce únosného a málo stlačitelného skalního podloží, které se nachází v dosažitelné hloubce.

Málo stlačitelné skalní podloží se dle průzkumných prací realizovaných v rámci IG průzkumu nachází v hloubce cca 9 m (opěra P1- vrt V-1) respektive 7 m (opěra P2 – vrt V-2) pod úrovní spodní hrany nově budovaných opěr. **Délka mikropilot v rámci statického výpočtu je navržena tak, že alespoň 1 m kořene se nachází v tomto skalním podloží.** V rámci stavby musí být zajištěno, aby byl tento předpoklad splněn. Parametry navržených mikropilot jsou tedy následující:

- výztuž** - trubka Ø 108/16 z oceli S355
- délka kořene** - 5 m (platí pro obě opěry, přičemž 1 m je ve skalním podloží)
- délka mikropilot** - opěra P1 - 10 m  
- opěra P2 - 8 m

Únosnost mikropilot byla posouzena dle postupu uvedeného v publikaci Navrhování základových a pažicích konstrukcí (Masopust, INFORMAČNÍ CENTRUM ČKAIT s.r.o., Praha, 2018).

## 5.2.2 Posouzení mikropilot – opěra P1- vrt V-1

### Zatížení mikropiloty

$N_{tlak} = 462$  kN - maximální tlaková síla

$N_{tah} = 168$  kN - maximální tahová síla

### Parametry mikropiloty

$d_v = 0.180$  m - průměr vrtu

$L = 10.0$  m - délka mikropiloty

$L_k = 5.0$  m - délka kořene

$L_v = 5.0$  m - volná délka

### Vnější únosnost

Vrstva	$z_h$ [m]	$z_d$ [m]	$z_{h,k}$ [m]	$z_{d,k}$ [m]	$L_m$ [m]	$L_k$ [m]	GP	$E_{def}$ [MPa]	$\tau_{i,int}$ [MPa]	$\tau_i$ [MPa]	$R_{d,int}$ [MPa]	$R_d$ [MPa]	$U_{ms}$ [kN]	$U_{mp}$ [kN]	$E_z$ [MPa.m]
1	0.0	9.0	0.0	4.0	9.0	4.0	S3 S-F	22	0.1-0.15	0.11			249	0	198
2	9.0	20.0	4.0	15.0	1.0	1.0	R5/R3	300	0.2-0.6	0.4	1.5-3.0	2	226	51	300
3			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
4			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
5			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
6			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
7			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
8			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
9			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
10			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
$\Sigma$					10.0	5.0							475	51	498

$U_{mv} = 526$  kN - vnější únosnost v tlaku ( $m_z = 1.0$ )

$U_{mvt} = 380$  kN - vnější únosnost v tahu ( $m_z = 0.8$ )

### Vnitřní osová únosnost

#### Ocelová trubka

Průřez			
Typ		tr. Ø108/16	typ průřezu
d <sub>outer</sub>	[mm]	108	vnější průměr
d <sub>inner</sub>	[mm]	76	vnitřní průměr
t	[mm]	16.0	tloušťka stojiny
A	[mm <sup>2</sup> ]	4 624	plocha průřezu
I <sub>y</sub>	[mm <sup>4</sup> ]	5 040 623	moment setrvačnosti k ose y
Materiály a součinitele			
Ocel		S355	třída oceli
f <sub>y</sub>	[MPa]	355	charakteristická mez kluzu
E	[MPa]	210 000	modul pružnosti
Y <sub>M0</sub>	[-]	1.00	parciální součinitel spolehlivosti materiálu
ε	[-]	0.81	parametr
Zatřídění průřezu			
d/t	[-]	6.8	zatřídění trubky
Třída průřezu		1	klasifikační třída průřezu
Únosnost			
N <sub>pl,Rd,s</sub>	[kN]	1642	únosnost v prostém tahu a tlaku

#### Cementový kámen

Průřez			
d	[mm]	180	průměr
A <sub>all</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	25 447	celý průřez - plocha průřezu
I <sub>y,all</sub>	[mm <sup>4</sup> ]	51 529 974	celý průřez - moment setrvačnosti k ose y
A <sub>c</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	20 822	cementový kámen - plocha průřezu
I <sub>y,c</sub>	[mm <sup>4</sup> ]	46 489 351	cementový kámen - moment setrvačnosti k ose y
Materiály a součinitele			
f <sub>ck</sub>	[MPa]	25.0	návrhové napětí v cementovém kameni
E <sub>cm</sub>	[MPa]	25 000	modul pružnosti cementového tmele
γ <sub>c</sub>	[-]	1.5	součinitel materiálu pro cementový kámen
Únosnost			
N <sub>pl,Rd,c</sub>	[kN]	295	únosnost v prostém tahu a tlaku

#### Vzpěr

E<sub>z,mean</sub> = 49.80 MPa

(EJ)<sub>e</sub> = 1.7171 MN.m<sup>2</sup>

N<sub>cr</sub> = 18 495 kN - výrazně překračuje vnitřní únosnost, vzpěrná pevnost tedy nemá význam

#### Výsledná vnitřní osová únosnost

N<sub>pl,Rd</sub> = 1 937 kN - vnitřní osová únosnost v tlaku

N<sub>pl,Rd,t</sub> = 1 642 kN - vnitřní osová únosnost v tahu

#### Posouzení

R<sub>tlak</sub> = 1.1 (NP2 dle ČSN EN 1997-1)

R<sub>tah</sub> = 1.15 (NP2 dle ČSN EN 1997-1)

U<sub>mv,d</sub> = 478 kN > N<sub>tlak</sub> = 462 kN ...vyhovuje

U<sub>mv,t,d</sub> = 330 kN > N<sub>tah</sub> = 168 kN ...vyhovuje

## 5.2.3 Posouzení mikropilot – opěra P2- vrt V-2

### Zatížení mikropiloty

$N_{tlak} = 462$  kN - maximální tlaková síla

$N_{tah} = 168$  kN - maximální tahová síla

### Parametry mikropiloty

$d_v = 0.180$  m - průměr vrtu

$L = 8.0$  m - délka mikropiloty

$L_k = 5.0$  m - délka kořene

$L_v = 3.0$  m - volná délka

### Vnější únosnost

Vrstva	$z_h$ [m]	$z_d$ [m]	$z_{h,k}$ [m]	$z_{d,k}$ [m]	$L_m$ [m]	$L_k$ [m]	GP	$E_{def}$ [MPa]	$\tau_{i,int}$ [MPa]	$\tau_i$ [MPa]	$R_{d,int}$ [MPa]	$R_d$ [MPa]	$U_{ms}$ [kN]	$U_{mp}$ [kN]	$E_z$ [MPa.m]
1	0.0	7.0	0.0	4.0	7.0	4.0	S3 S-F	22	0.1-0.15	0.11			249	0	154
2	7.0	20.0	4.0	17.0	1.0	1.0	R5/R3	300	0.2-0.6	0.4	1.5-3.0	2	226	51	300
3			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
4			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
5			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
6			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
7			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
8			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
9			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
10			0.0	0.0	0.0	0.0							0	0	0
$\Sigma$					8.0	5.0							475	51	454

$U_{mv} = 526$  kN - vnější únosnost v tlaku ( $m_z = 1.0$ )

$U_{mvt} = 380$  kN - vnější únosnost v tahu ( $m_z = 0.8$ )

### Vnitřní osová únosnost

#### Ocelová trubka

Průřez			
Typ		tr. Ø108/16	typ průřezu
d <sub>outer</sub>	[mm]	108	vnější průměr
d <sub>inner</sub>	[mm]	76	vnitřní průměr
t	[mm]	16.0	tloušťka stojiny
A	[mm <sup>2</sup> ]	4 624	plocha průřezu
I <sub>y</sub>	[mm <sup>4</sup> ]	5 040 623	moment setrvačnosti k ose y
Materiály a součinitele			
Ocel		S355	třída oceli
f <sub>y</sub>	[MPa]	355	charakteristická mez kluzu
E	[MPa]	210 000	modul pružnosti
Y <sub>MO</sub>	[-]	1.00	parciální součinitel spolehlivosti materiálu
ε	[-]	0.81	parametr
Zatřídění průřezu			
d/t	[-]	6.8	zatřídění trubky
Třída průřezu		1	klasifikační třída průřezu
Únosnost			
N <sub>pl,Rd,s</sub>	[kN]	1642	únosnost v prostém tahu a tlaku

#### Cementový kámen

Průřez			
d	[mm]	180	průměr
A <sub>all</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	25 447	celý průřez - plocha průřezu
I <sub>y,all</sub>	[mm <sup>4</sup> ]	51 529 974	celý průřez - moment setrvačnosti k ose y
A <sub>c</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	20 822	cementový kámen - plocha průřezu
I <sub>y,c</sub>	[mm <sup>4</sup> ]	46 489 351	cementový kámen - moment setrvačnosti k ose y
Materiály a součinitele			
f <sub>ck</sub>	[MPa]	25.0	návrhové napětí v cementovém kameni
E <sub>cm</sub>	[MPa]	25 000	modul pružnosti cementového tmele
γ <sub>c</sub>	[-]	1.5	součinitel materiálu pro cementový kámen
Únosnost			
N <sub>pl,Rd,c</sub>	[kN]	295	únosnost v prostém tahu a tlaku

#### Vzpěr

E<sub>z,mean</sub> = 56.75 MPa

(EJ)<sub>e</sub> = 1.7171 MN.m<sup>2</sup>

N<sub>cr</sub> = 19 743 kN - výrazně překračuje vnitřní únosnost, vzpěrná pevnost tedy nemá význam

#### Výsledná vnitřní osová únosnost

N<sub>pl,Rd</sub> = 1 937 kN - vnitřní osová únosnost v tlaku

N<sub>pl,Rd,t</sub> = 1 642 kN - vnitřní osová únosnost v tahu

#### Posouzení

R<sub>tlak</sub> = 1.1 (NP2 dle ČSN EN 1997-1)

R<sub>tah</sub> = 1.15 (NP2 dle ČSN EN 1997-1)

U<sub>mv,d</sub> = 478 kN > N<sub>tlak</sub> = 462 kN ...vyhovuje

U<sub>mv,t,d</sub> = 330 kN > N<sub>tah</sub> = 168 kN ...vyhovuje

## 6 Vrubové klouby

V rámci statického výpočtu byly posouzeny liniové vrubové klouby na opěrách a navržena výztuž v nich.

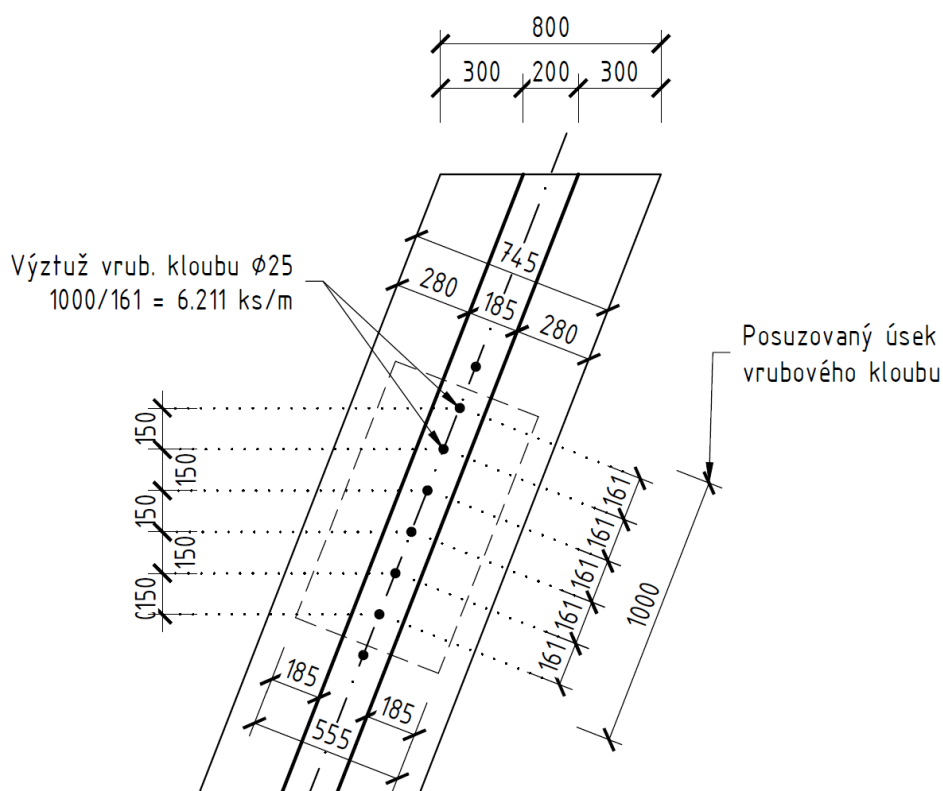
### 6.1 Síly působící na vrubové klouby

Síly působící na vrubové klouby byly určeny ze z deskového výpočtového modelu konstrukce, ve výpočtu jsou uvažovány extrémní síly působící na jeden běžný metr vrubového kloubu. Síly působící na vrubové klouby jsou následující (návrhové hodnoty pro posouzení MSÚ):

**maximální svislá tlaková síla**  $F_{Ed} = 822 \text{ kN/m}$

**extrémní vodorovná síla**  $V_{Ed} = 225 \text{ kN/m}$  (ve směru kolmém na linii kloubu)

### 6.2 Geometrie vrubových kloubů

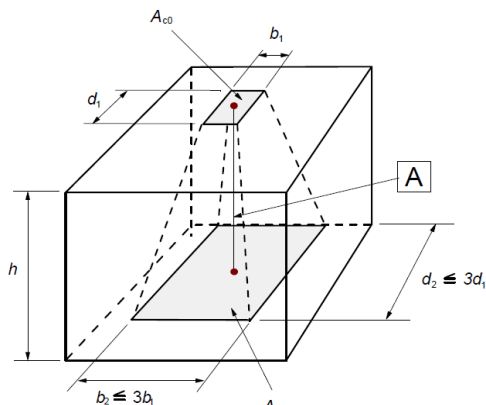


obr. 6 Geometrie vrubových kloubů

## 6.3 Posouzení betonu

- dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 6.7

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$



Obrázek 1– Návrhové rozdělení pro místně zatížené plochy

[A] - osa zatížení

$h \geq (b_2 - b_1)$  a  $h \geq (d_2 - d_1)$

beton		C30/37	třída betonu
$f_{ck}$	MPa	30	charakteristická pevnost betonu v tlaku
$\gamma_c$		1.5	součinitel materiálu pro beton
$\alpha_{cc}$	-	0.90	dílčí součinitel bezpečnosti
$f_{cd}$	MPa	18.0	návrhová pevnost betonu v tlaku
$A_{c0}$	m <sup>2</sup>	0.1850	zatížená plocha
$A_{c1}$	m <sup>2</sup>	0.5550	roznášecí plocha
$\min(\sqrt{A_{c1}/A_{c0}}; 3)$		1.732	součinitel pevnosti betonu v soustř. tlaku
$F_{Ed}$	kN	822	soustředěná síla od zatížení
$F_{Rdu}$	kN	5768	soustředěná síla na mezi únosnosti
$F_{Ed} \leq F_{Rdu}$		OK	posouzení
$F_{Ed} / F_{Rdu}$		0.142	využití průřezu

## 6.4 Posouzení výztuže procházející vrubovým kloubem

- návrh výztuže dle ČSN EN 1992-1-1, kap. 6.2.5 - Smyk ve styčné ploše mezi betony různého stáří  
 - při výpočtu byl zanedbán vliv koheze a přítlaku - pro únosnost uvažován pouze příspěvek výztuže

výztuž		B500B	třída výztuže
$f_{yk}$	MPa	500	mez kluzu betonářské výztuže
$\gamma_s$	-	1.667	součinitel materiálu pro výztuž
$f_{yd}$	MPa	300	návrhová hodnota napětí v betonářské výztuži
$\emptyset_s$	mm	25	průměr výztuže vrubového kloubu
$n_s$	kN	6.211	počet prutů výztuže vrubového kloubu
$A_s$	mm <sup>2</sup>	3049	plocha výztuže vrubového kloubu
$\mu$	-	0.7	součinitel tření
$V_{Ed}$	kN	225	extrémní vodorovná síla ve vrubovém kloubu
$V_{Rd}$	kN	640	únosnost výztuže
$V_{Ed} \leq V_{Rd}$		OK	posouzení
$V_{Ed} / V_{Rd}$		0.351	využití výztuže

## 7 Nosná konstrukce

### 7.1 Předpoklady pro návrh a posouzení

Nosná konstrukce mostu byla posouzena na namáhání ohybovým momentem a na namáhání smykem, vše podle ČSN EN 1992.

Nosná konstrukce byla posouzena v následujících nejvíce namáhaných řezech:

- namáhání ohybovým momentem
  - průřez ve středu pole
- namáhání smykem
  - průřez ve vzdálenosti 1d od podpory
  - průřez ve vzdálenosti 2d od podpory
  - průřez ve vzdálenosti 3d od podpory
  - průřez ve vzdálenosti 4d od podpory

### 7.2 Podélná výztuž nosné konstrukce

#### 7.2.1 Navržená výztuž

V jednotlivých průřezích rozhodujících pro výpočet byla navržena podélná výztuž a určeny maximální ohybové momenty, které jsou takto vyztužené průřezy schopné přenést v jednotlivých mezních stavech. Poté bylo ověřeno, zda jsou tyto maximální momenty větší než vnitřní síly získané z deskového modelu. Vnitřní síly z deskového modelu byly uvažovány ve dvou souřadných systémech - kolmém a rovnoběžném se šikmým čelem. Přehled posuzovaných průřezů a výztuž navržená v nich jsou uvedeny v následující tabulce.

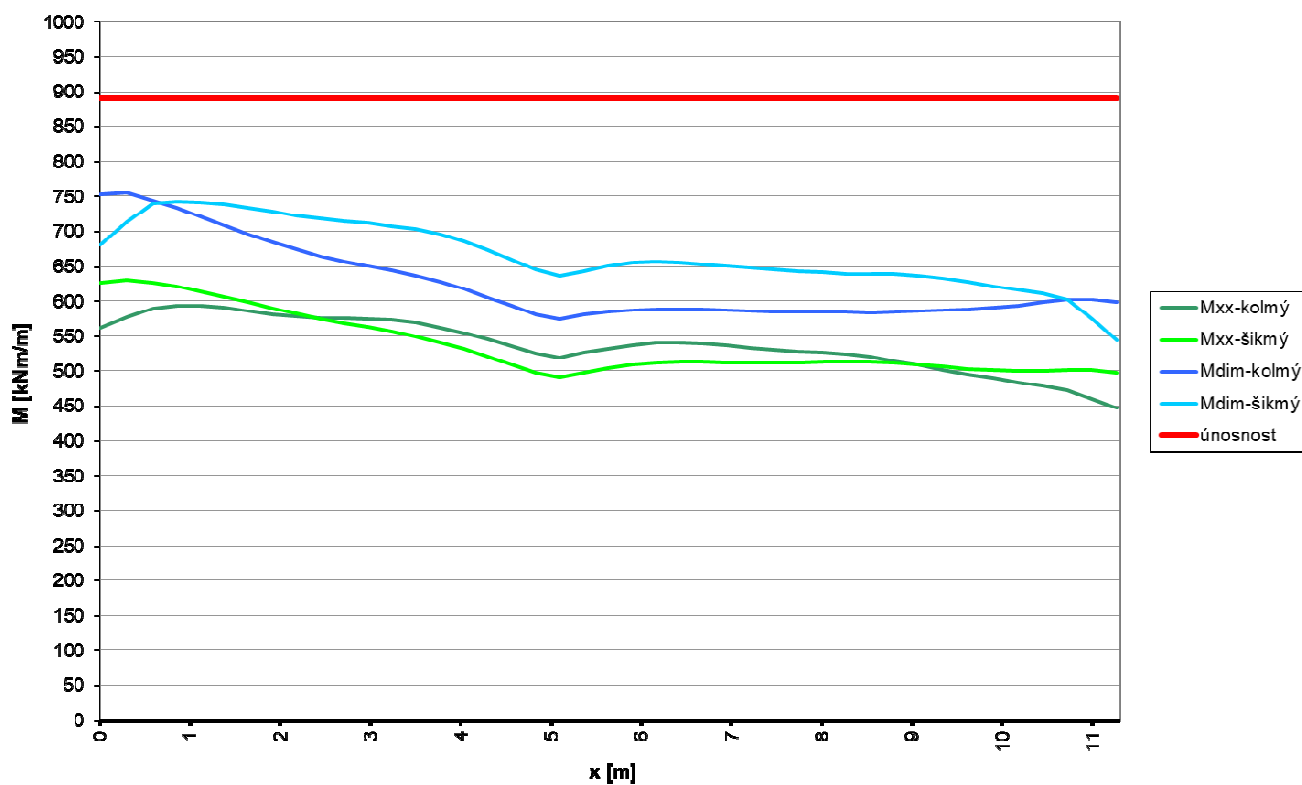
Řez			střed pole
Průřez	beton	[-]	C35/45
	b	[mm]	1000
	h	[mm]	630
	c	[mm]	75
	d <sub>1</sub>	[mm]	89
	d	[mm]	541
Výztuž	Ø	[mm]	28
	s	[mm]	150
	n	[ks]	6.667
	A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	4105

## 7.2.2 Mezní stav únosnosti - návrhová kombinace

### 7.2.2.1 Výpočet maximálních ohybových momentů

Řez		střed pole	Popis
Zatížení		MSÚ	
Zatížení			
N <sub>Ed</sub>	kN	0	norm. síla
M <sub>Ed</sub>	kNm	890	oh. moment
Geometrie			
b <sub>w</sub>	mm	1000	šířka stojiny T-průřezu nebo šířka obdélníka
h	mm	630	výška průřezu
Materiály a součinitele			
beton		C35/45	
f <sub>ck</sub>	MPa	35	charakteristická pevnost betonu v tlaku
α <sub>cc</sub>	-	0.90	dílčí součinitel bezpečnosti
f <sub>yk</sub>	MPa	500	mez kluzu betonářské výztuže
γ <sub>c</sub>		1.5	součinitel materiálu pro beton
γ <sub>s</sub>		1.15	součinitel materiálu pro výztuž (platí i pro předpínací výztuž)
f <sub>cd</sub>	MPa	21.0	návrhová pevnost betonu v tlaku
f <sub>yd</sub>	MPa	435	návrhová hodnota meze kluzu v betonářské výztuži
λ	-	0.8	součinitel účinné výšky
η	-	1.00	součinitel účinné pevnosti
β	-	1.00	0.9 pokud se šířka tlač. oblasti zužuje směrem k tlačným vláknům
ε <sub>cu3</sub>	-	3.50	
Předpínací a betonářská výztuž			
A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	4105	plocha betonářské výztuže A <sub>s</sub>
d <sub>s</sub>	mm	541	vzdálenost betonářské výztuže k tlačným vláknům
Ohybová únosnost			
x	mm	106	výška tlačené oblasti
ε <sub>s</sub>	‰	14.3	
kontrola ε <sub>s</sub>		OK	kontrola přetvoření v betonářské výztuži
M <sub>Rd</sub>	kNm	890	návrhový moment únosnosti
M <sub>Ed</sub> ≤M <sub>Rd</sub>		OK	posouzení
M <sub>E</sub> /M <sub>Rd</sub>		1.000	využití průřezu

### 7.2.2.2 Vykrytí ohybových momentů



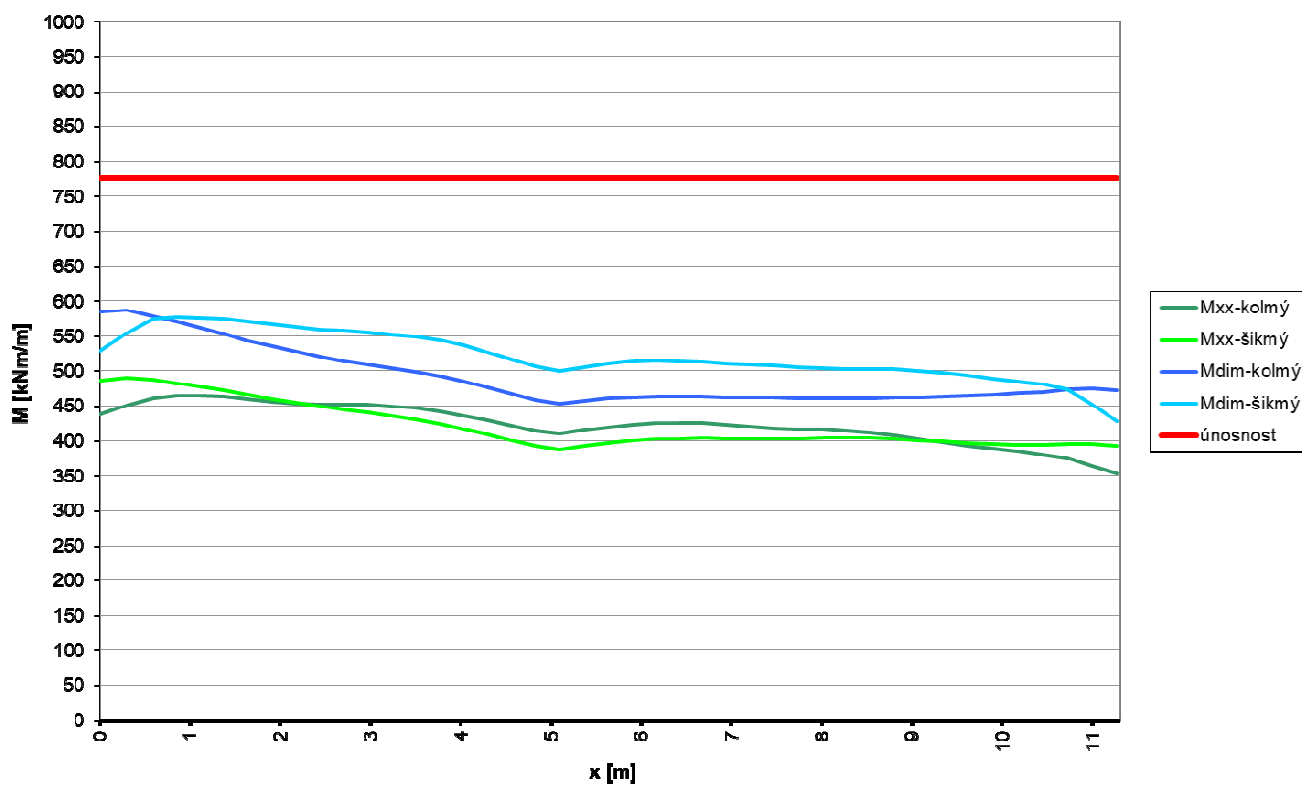
obr. 7 Vykrytí ohybových momentů – řez střed pole – dolní výztuž

## 7.2.3 Mezní stav použitelnosti - omezení napětí - charakteristická kombinace

### 7.2.3.1 Výpočet maximálních ohybových momentů

Rez		střed pole	Popis
Zatížení		Char	
Zatížení			
M <sub>Ed</sub>	kNm	777	ohybový moment od zatížení
Geometrie			
b	mm	1000	šířka tlačené oblasti průřezu
h	mm	630	výška průřezu
W <sub>h</sub>	m <sup>3</sup>	0.0662	model průřezu k horním vláknům
W <sub>d</sub>	m <sup>3</sup>	0.0662	model průřezu k dolním vláknům
Materiály a součinitele			
Beton		C35/45	třída betonu
Výztuž		B500B	třída výztuže
f <sub>ck</sub>	MPa	35.0	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f <sub>ctm</sub>	MPa	3.2	střední hodnota pevnosti betonu v tahu
f <sub>yk</sub>	MPa	500.0	mez kluzu betonářské výztuže
E <sub>cm</sub>	GPa	34.0	střední hodnota sečnového modulu pružnosti v 28 dnech
E <sub>c,eff</sub>	GPa	13.3	hodnota sečnového modulu použitá pro výpočet pracovního součinitele
E <sub>s</sub>	GPa	200.0	modulu pružnosti betonářské výztuže
α <sub>e</sub>	-	15.0	pracovní součinitel
Napětí v průřezu bez trhliny			
σ <sub>h</sub>	MPa	-11.743	napětí v horních vláknech průřezu
σ <sub>d</sub>	MPa	11.743	napětí v dolních vláknech průřezu
f <sub>ctm</sub>	MPa	3.2	střední hodnota pevnosti betonu v tahu
max(σ <sub>h</sub> ,σ <sub>d</sub> ) ≥ f <sub>ctm</sub>		ANO	vzniknou v průřezu trhliny?
Napětí v průřezu s trhlinou v tažené části			
d <sub>s,t</sub>	mm	89	vzdálenost těžiště tažené betonářské výztuže k taženým vláknům
d <sub>s,t</sub>	mm	541	vzdálenost težiště tažené betonářské výztuže k tlačným vláknům
A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	4105	plocha tažené betonářské výztuže
d <sub>s,c</sub>	mm	0	vzdálenost tlačené betonářské výztuže k tlačným vláknům
A <sub>s,c</sub>	mm <sup>2</sup>	0	plocha tlačené betonářské výztuže
x	mm	203.8	výška tlačené oblasti
I <sub>i</sub>	mm	9.8E+09	moment setrvačnosti ideálního průřezu
σ <sub>c,c</sub>	MPa	16.1	maximální tlakové napětí v betonu
σ <sub>s,t</sub>	MPa	400	maximální tahové napětí v betonářské výztuži
σ <sub>s,c</sub>	MPa	0	maximální tlakové napětí v betonářské výztuži
k <sub>1</sub> f <sub>ck</sub>	MPa	21	horní mez pro tlakové napětí v betonu
k <sub>3</sub> f <sub>yk</sub>	MPa	400	horní mez pro tahové napětí ve výztuži
σ <sub>c,c</sub> ≤k <sub>1</sub> f <sub>ck</sub> ;σ <sub>s,t</sub> ≤k <sub>3</sub> f <sub>yk</sub>		OK	posouzení
max σ/k*f		1.000	využití průřezu

### 7.2.3.2 Vykrytí ohybových momentů



obr. 8 Vykrytí ohybových momentů – řez střed pole – dolní výztuž

## 7.2.4 Mezní stav použitelnosti - omezení trhlin - kvazistálá kombinace

### 7.2.4.1 Výpočet maximálních ohybových momentů

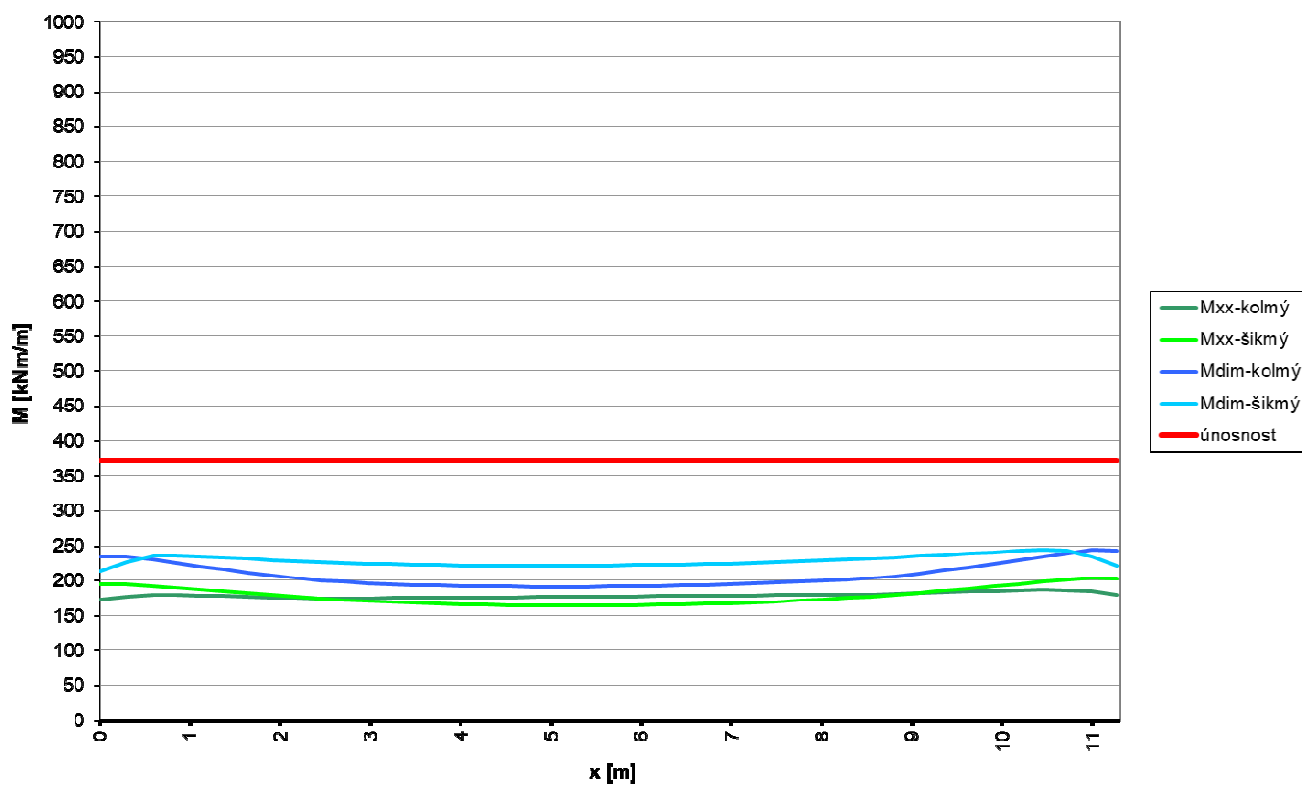
#### *Napětí v průřezu s trhlinou*

Rez		střed pole	Popis
Zatížení		Kvaz	
Zatížení			
M <sub>Ed</sub>	kNm	371	ohybový moment od zatížení
Geometrie			
b	mm	1000	šířka tlačené oblasti průřezu
h	mm	630	výška průřezu
W <sub>h</sub>	m <sup>3</sup>	0.0662	model průřezu k horním vláknům
W <sub>d</sub>	m <sup>3</sup>	0.0662	model průřezu k dolním vláknům
Materiály a součinitele			
Beton		C35/45	třída betonu
Výztuž		B500B	třída výztuže
f <sub>ck</sub>	MPa	35.0	charakteristická pevnost betonu v tlaku
f <sub>ctm</sub>	MPa	3.2	střední hodnota pevnosti betonu v tahu
f <sub>yk</sub>	MPa	500.0	mez kluzu betonářské výztuže
E <sub>cm</sub>	GPa	34.0	střední hodnota sečnového modulu pružnosti v 28 dnech
E <sub>c,eff</sub>	GPa	13.3	hodnota sečnového modulu použitá pro výpočet pracovního součinitele
E <sub>s</sub>	GPa	200.0	modulu pružnosti betonářské výztuže
α <sub>e</sub>	-	15.0	pracovní součinitel
Napětí v průřezu bez trhliny			
σ <sub>h</sub>	MPa	-5.608	napětí v horních vláknech průřezu
σ <sub>d</sub>	MPa	5.608	napětí v dolních vláknech průřezu
f <sub>ctm</sub>	MPa	3.2	střední hodnota pevnosti betonu v tahu
max(σ <sub>h</sub> ,σ <sub>d</sub> ) ≥ f <sub>ctm</sub>		ANO	vzniknou v průřezu trhliny?
Napětí v průřezu s trhlinou v tažené části			
d <sub>s,t</sub>	mm	89	vzdálenost těžiště tažené betonářské výztuže k taženým vláknům
d <sub>s,t</sub>	mm	541	vzdálenost těžiště tažené betonářské výztuže k tlačným vláknům
A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	4105	plocha tažené betonářské výztuže
d <sub>s,c</sub>	mm	0	vzdálenost tlačené betonářské výztuže k tlačným vláknům
A <sub>s,c</sub>	mm <sup>2</sup>	0	plocha tlačené betonářské výztuže
x	mm	204	výška tlačené oblasti
I <sub>i</sub>	mm	9.8E+09	moment setrvačnosti ideálního průřezu
σ <sub>c,c</sub>	MPa	7.7	maximální tlakové napětí v betonu
σ <sub>s,t</sub>	MPa	191.0	maximální tahové napětí v betonářské výztuži
σ <sub>s,c</sub>	MPa	0.0	maximální tlakové napětí v betonářské výztuži

### Výpočet šířky trhlin

Rez		střed pole	Popis
Kombinace		Kvaz	
Materiály			
třída betonu		C35/45	
E <sub>cm</sub>	MPa	34000	střední hodnota sečnového modulu pružnosti v 28 dnech
E <sub>c,eff</sub>	MPa	13333	hodnota sečnového modulu použitá pro výpočet pracovního součinitele
f <sub>ctm</sub> = f <sub>ct,eff</sub>	MPa	3.20	pevnost betonu v tahu v okamžiku vzniku trhlin
třída výztuže		B500B	
E <sub>s</sub>	MPa	200000	modul pružnosti výztuže
α <sub>e</sub>	-	5.88	poměr modulů pružnosti výztuže a betonu
Betonářská výztuž			
Ø	mm	28	průměr betonářské výztuže
n <sub>s</sub>	ks	6.667	počet prutů betonářské výztuže
d'	mm	75	krytí betonářské výztuže
d	mm	541	účinná výška betonářské výztuže
A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	4105	plocha betonářské výztuže
σ <sub>s</sub>	MPa	191	napětí v betonářské výztuži
Předpínací výztuž			
A <sub>p</sub>	mm <sup>2</sup>	0	plocha předpínací výztuže
Průřezové charakteristiky			
h	mm	630	výška průřezu
x	mm	203.8	výška tlačené oblasti
h-x	mm	426	výška tažené oblasti
h <sub>c,eff</sub>	mm	142	účinná výška taženého betonu
b	mm	1000	průměrná šířka tažené oblasti
A <sub>c,eff</sub>	mm <sup>2</sup>	142072	plocha betonu obklopující taženou výztuž
Maximální vzdálenost trhlin			
k <sub>1</sub>	-	0.8	0.8 žebírková, 1.6 hladká
k <sub>2</sub>	-	0.5	0.5 prostý ohyb, 1.0 prostý tah
k <sub>3</sub>	-	1.635	doporučená hodnota z normy
k <sub>4</sub>	-	0.425	doporučená hodnota z normy
ρ <sub>p,eff</sub>	-	0.029	účinný stupeň vyztužení tažené oblasti
s <sub>r,max</sub>	mm	287	maximální vzdálenost trhlin
Šířka trhlin			
k <sub>t</sub>	-	0.4	0.6 krátkodobá zatížení, 0.4 dlouhodobé zatížení
ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub>	-	6.96E-04	
w <sub>k</sub>	mm	0.200	šířka trhliny
w <sub>k,max</sub>	mm	0.200	maximální šířka trhlin
w <sub>k</sub> < w <sub>k,max</sub>		ok	posouzení
w <sub>k</sub> / w <sub>k,max</sub>		1.000	využití

#### 7.2.4.2 Vykrytí ohybových momentů



obr. 9 Vykrytí ohybových momentů – řez střed pole – dolní výztuž

## 7.3 Posouzení nosné konstrukce na smyk

### 7.3.1 Navržená výztuž

V průřezích rozhodujících pro výpočet smyku byla vypočítána únosnost bez smykové výztuže a porovnána s maximálními smykovými silami získanými z deskového modelu. Vnitřní síly z deskového modelu byly uvažovány ve dvou souřadných systémech - kolmém a rovnoběžném s šikmým čelem. Vzhledem k tomu, že tato smyková únosnost bez smykové výztuže u některých průřezů není dostatečná (průřezy ve vzdálenosti 1d až 3d od podpory), byla v těchto průřezích navržena smyková výztuž – spony Ø10/150x300 mm.

### 7.3.2 Výpočet smykové únosnosti

#### 7.3.2.1 Průřezy bez smykové výztuže

Vyztužení průřezů podélnou výztuží pro účely posouzení bez smykové výztuže bylo uvažováno stejné jako vyztužení ve středu pole nosné konstrukce – Ø28/150 mm (je tedy uvažováno, že veškerá nosná výztuž bude zatažena až k čelům NK).

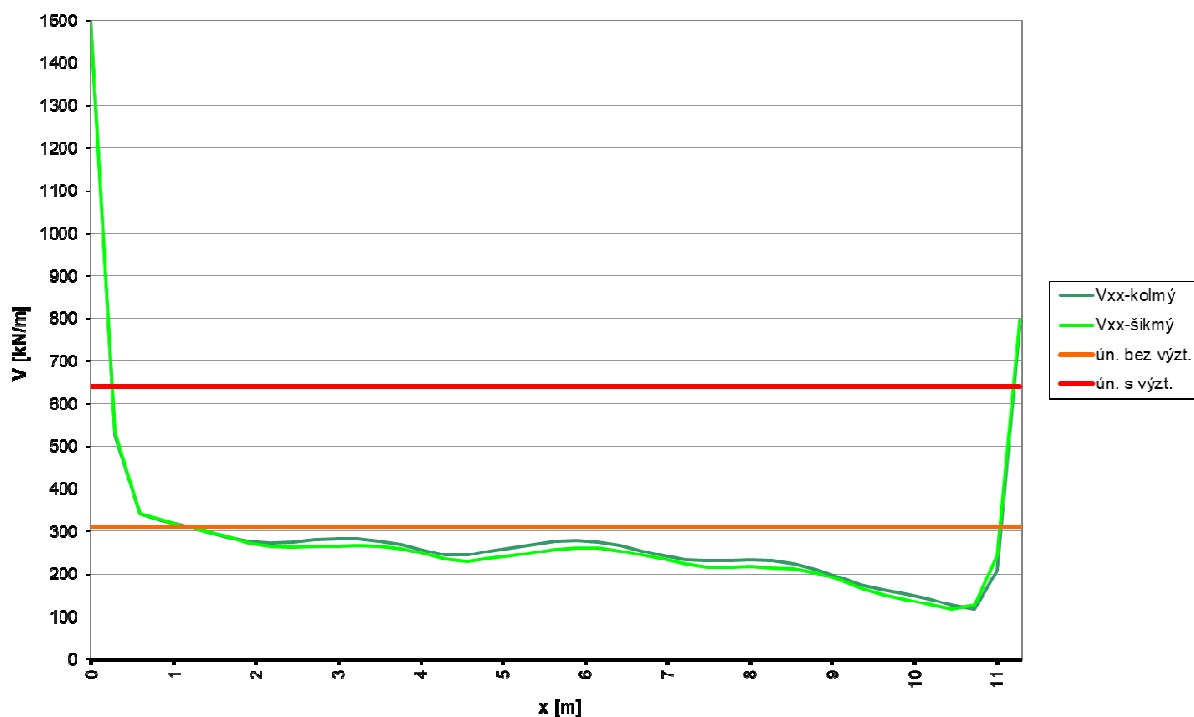
Rez		NK	Popis
Zatížení		MSÚ	
Zatížení			
V <sub>Ed</sub>	kN	311	dimenzační posouvající síla
Geometrie			
b <sub>w</sub>	m	1.000	šířka (smyk)
h	m	0.630	výška průřezu
d	m	0.541	účinná výška
Materiály a součinitele			
beton		C35/45	třída betonu
f <sub>ck</sub>	MPa	35	charakteristická pevnost betonu v tlaku
γ <sub>c</sub>	-	1.5	součinitel materiálu pro beton
α <sub>cc</sub>	-	0.90	dílčí součinitel bezpečnosti
f <sub>cd</sub>	MPa	21.0	návrhová pevnost betonu v tlaku
v = 0,6*(1-f <sub>ck</sub> /250)	-	0.516	součinitel pevnosti betonu při porušení smykem
Smyková únosnost průřezu			
V <sub>Ed,V</sub>	kN	311	
C <sub>Rd,c</sub>		0.12	0.18/γ <sub>c</sub>
k		1.61	1+√(200/d) ≤ 2
A <sub>sl</sub>	m <sup>2</sup>	4.11E-03	plocha tahové podélné výztuže do vzdálenosti l <sub>bd</sub> + d
ρ <sub>l</sub>		0.008	A <sub>sl</sub> /(b <sub>w</sub> *d) ≤ 0.02
k <sub>1</sub>		0.15	
σ <sub>cp</sub>	MPa	0	N <sub>Ed</sub> /A <sub>c</sub> < 0.2*f <sub>cd</sub> (tlak kladně)
v <sub>min</sub>		0.42	0.035*k <sup>3/2</sup> *f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>
V <sub>Rd,c,min</sub>	kN	228	(v <sub>min</sub> + k <sub>1</sub> *σ <sub>cp</sub> )*b <sub>w</sub> *d
V <sub>Rd,c</sub>	kN	311	(C <sub>Rd,c</sub> *k*(100*ρ <sub>l</sub> *f <sub>ck</sub> ) <sup>1/3</sup> + k <sub>1</sub> *σ <sub>cp</sub> )*b <sub>w</sub> *d
0,5b <sub>w</sub> d v <sub>fcd</sub>	kN	2931	
V <sub>Ed</sub> ≤min(V <sub>Rd,c</sub> ; 0,5b <sub>w</sub> d v <sub>fcd</sub> )		OK	posouzení smykové únosnosti průřezu
V <sub>Ed</sub> /min(V <sub>Rd,c</sub> ; 0,5b <sub>w</sub> d v <sub>fcd</sub> )		1.000	využití průřezu

### 7.3.2.2 Průřezy se smykovou výztuží

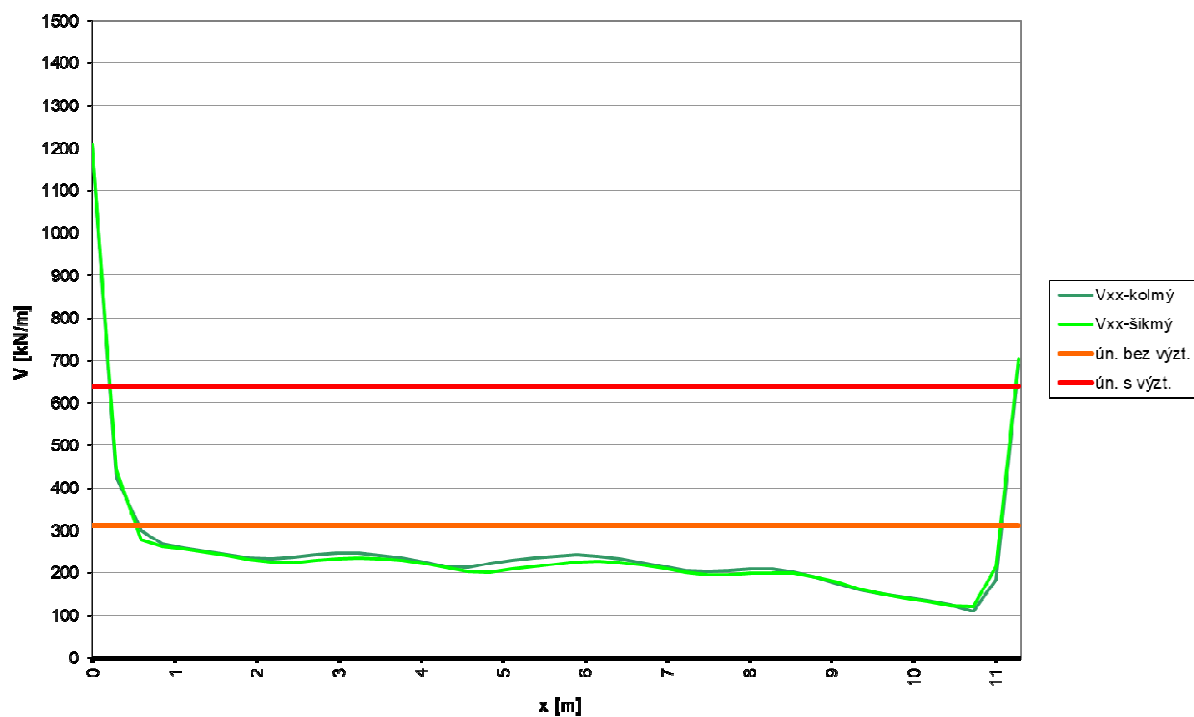
Rez		NK	Popis
Zatížení		MSÚ	
Zatížení			
V <sub>Ed</sub>	kN	640	dimenzační posouvající síla
Geometrie			
b <sub>w</sub>	m	1.000	šířka (smyk)
h	m	0.630	výška průřezu
d	m	0.541	účinná výška
z	m	0.487	rameno vnitřních sil
Materiály a součinitele			
beton		C35/45	třída betonu
f <sub>ck</sub>	MPa	35	charakteristická pevnost betonu v tlaku
γ <sub>c</sub>	-	1.5	součinitel materiálu pro beton
α <sub>cc</sub>	-	0.90	dílní součinitel bezpečnosti
f <sub>cd</sub>	MPa	21.0	návrhová pevnost betonu v tlaku
v = 0,6*(1-f <sub>ck</sub> /250)	-	0.516	součinitel pevnosti betonu při porušení smykem
α <sub>cw</sub>	-	1.00	souč. stavu napjatosti dle vztahů 6.11 ČSN EN 1992-2
ocel		B500B	třída výztuže
f <sub>yk</sub>	MPa	500	mez kluzu betonářské výztuže
γ <sub>s</sub>	-	1.15	návrhová hodnota meze kluzu v betonářské výztuži
f <sub>yd</sub> =f <sub>ywd</sub>	MPa	434.8	návrhová hodnota meze kluzu v betonářské výztuži
Únosnost tlakové diagonály			
θ	°	30.0	sklon tlakové diagonály (21.8°-45°)
cot θ	-	1.732	
V <sub>Rd,max</sub>	kN	2285	max. pos. síla α <sub>cw</sub> b <sub>w</sub> z v <sub>1</sub> f <sub>cd</sub> (cot θ + cot α) / (1+ cot <sup>2</sup> θ)
Využití		0.28	V <sub>Ed</sub> /V <sub>rd,max</sub>
Vyhovuje?		OK	posouzení tlakové diagonály
Výztuž na smyk			
α	°	90	sklon třmínků
d	mm	10	průměr vložky
n	-	6.67	počet stříhů účinných na smyk po celé šířce průřezu
A <sub>sw,V</sub>	mm <sup>2</sup>	524	plocha smykové výztuže
s	m	0.300	vzdálenost stříhů
Posouzení smykové výztuže			
V <sub>Ed,V</sub>	kN	640	
V <sub>Rd,V</sub>	kN	640	smyk. únosnost V <sub>Rd</sub> = A <sub>sw</sub> /s * z f <sub>ywd</sub> (cot θ +cot α)sin α
Vyhovuje?		OK	posouzení smykové výztuže na posouvající sílu
V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rd</sub>		1.000	využití průřezu

### 7.3.3 Vykrytí smykových sil

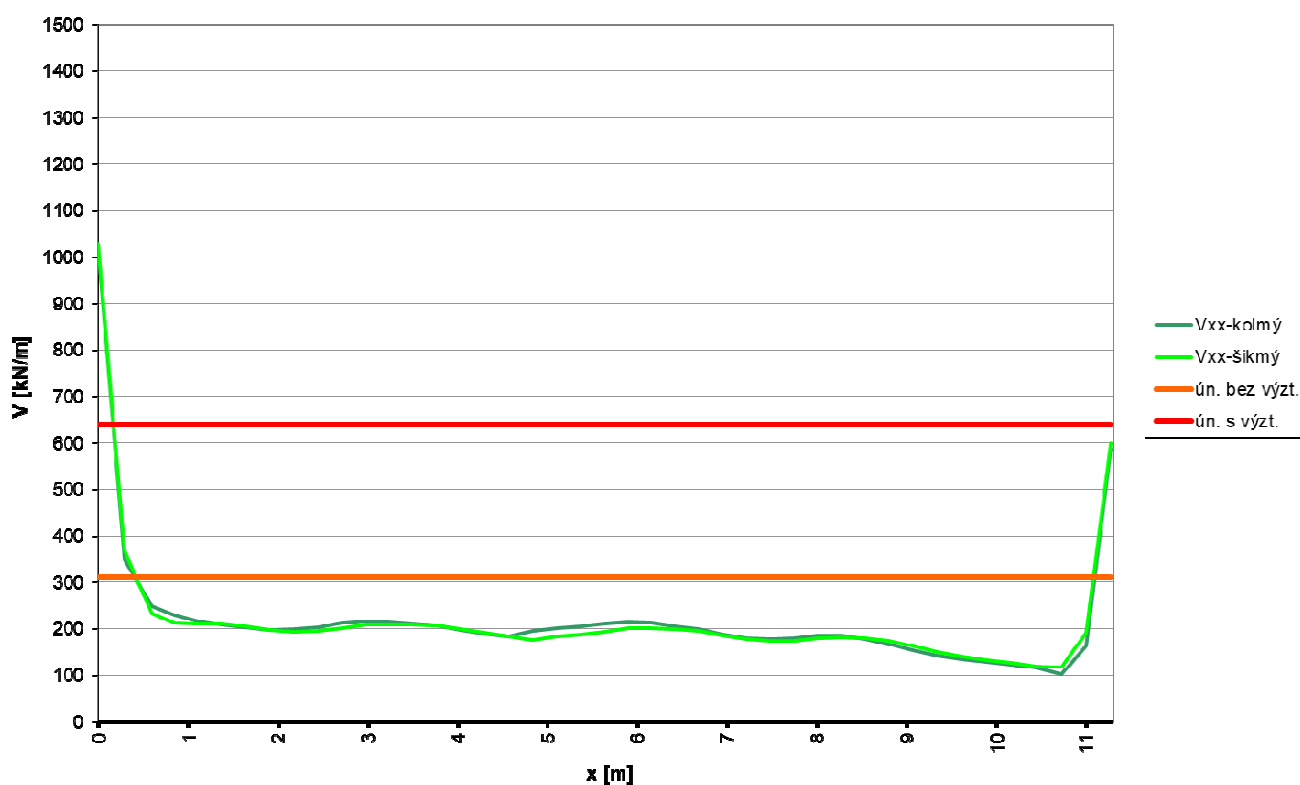
Špičky posouvajících sil vznikající na okrajích nosné konstrukce jsou ve vykrytí smykových sil zanedbány – jedná se diskontinuity vzniklé způsobem modelování konstrukce.



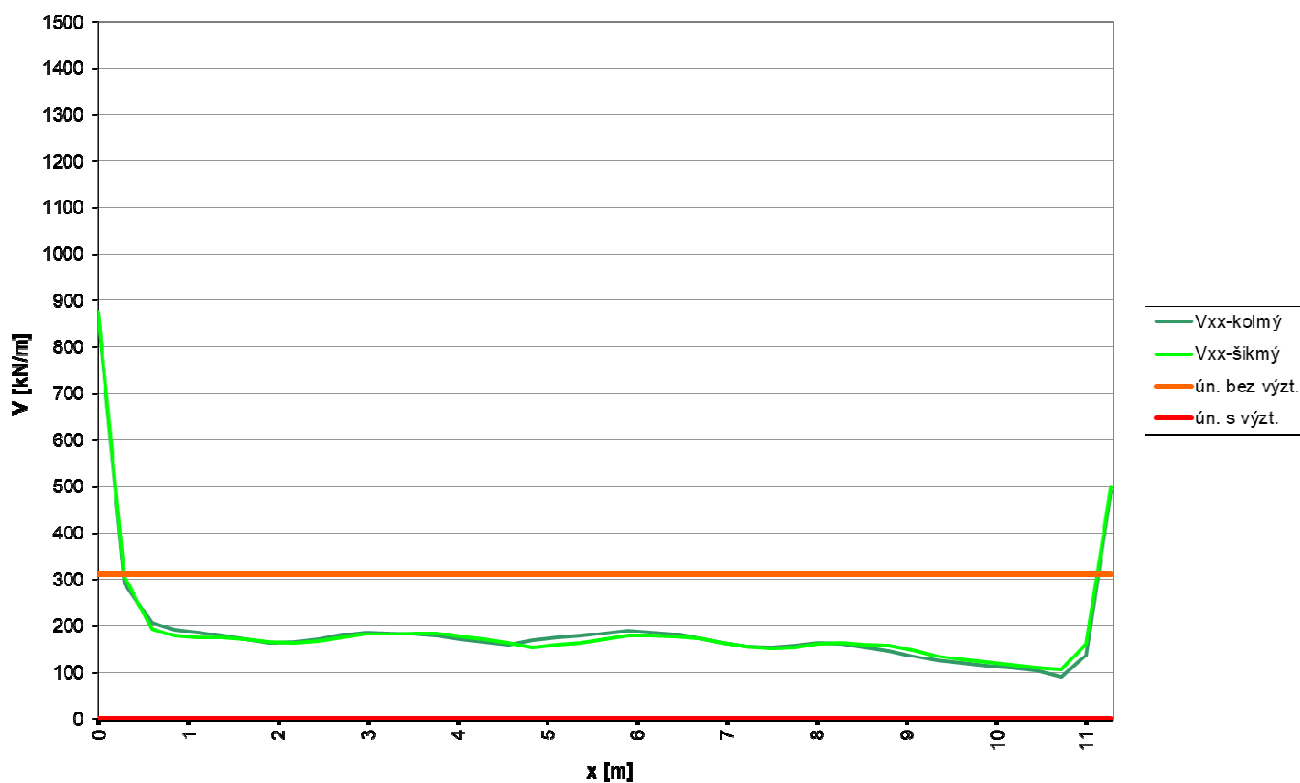
obr. 10 Vykrytí smykových sil – průřez ve vzdálenosti 1d od podpory



obr. 11 Vykrytí smykových sil – průřez ve vzdálenosti 2d od podpory



obr. 12 Vykrytí smykových sil – průřez ve vzdálenosti 3d od podpory



obr. 13 Vykrytí smykových sil – průřez ve vzdálenosti 4d od podpory

## 8 Navržená výztuž

V následující kapitole je uvedena výztuž navržená ve všech kapitolách statického výpočtu a posouzeny konstrukční zásady dle ČSN EN 1992, kap. 9.

### 8.1 Přehled navržené výztuže

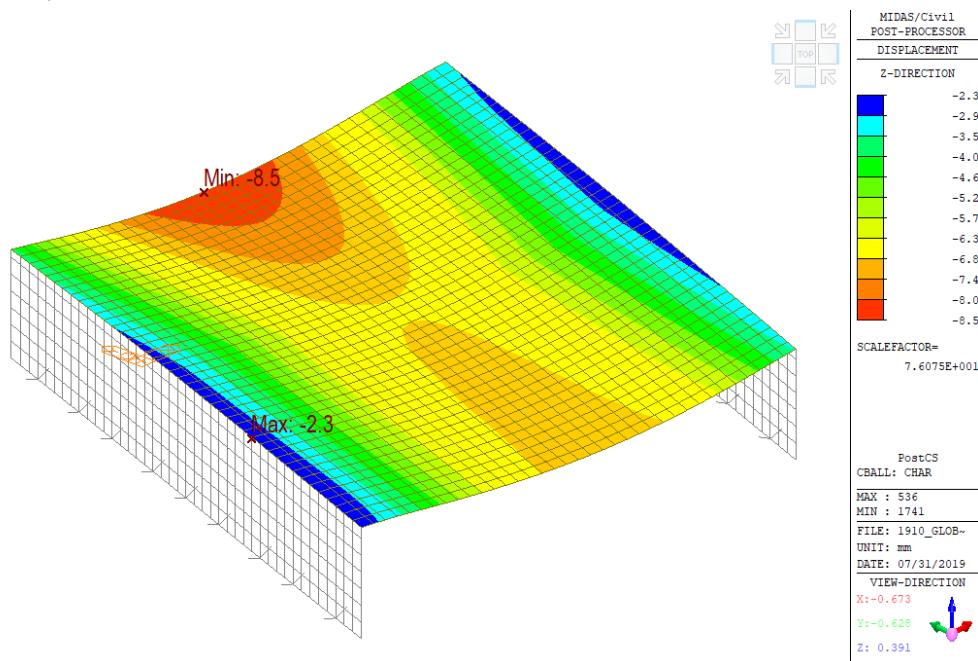
- vrubové klouby – Ø25/150 mm (150 mm v příčném směru NK – viz kapitolu 6.2)  
 podélná výztuž NK – dolní Ø28/150 mm, horní konstrukčně  
 smyková výztuž NK – do 2,5 m od osy uložení – spony Ø10/150x300 mm  
 (cca 4d od podpory)  
 – od 2,5 m od osy uložení – bez smykové výztuže

### 8.2 Posouzení konstrukčních zásad

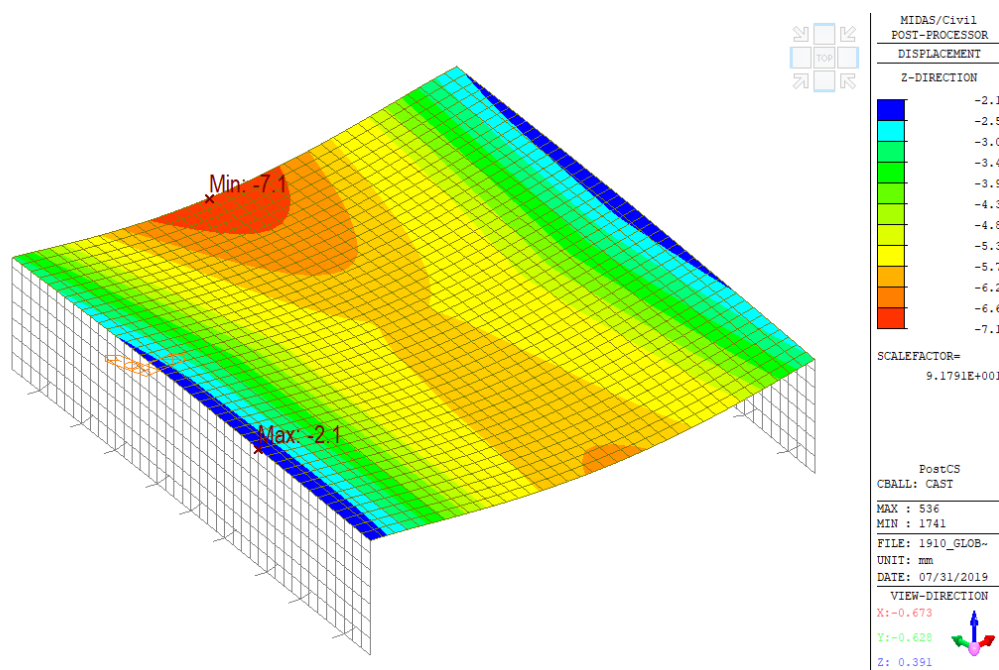
Řez		NK	Popis
<b>Průřez</b>			
$b_t$	mm	1000	průměrná šířka tahové oblasti průřezu
$h$	mm	630	výška průřezu
<b>Materiály a součinitele</b>			
beton		C35/45	třída betonu
$f_{ck}$	MPa	35	charakteristická pevnost betonu v tlaku
$f_{ctm}$	MPa	3.2	průměrná hodnota pevnosti betonu v tahu
$f_{yk}$	MPa	500	mez kluzu betonářské výztuže
<b>Nosná výztuž</b>			
$\varnothing_{s,t}$	mm	28	průměr prutů tahové betonářské výztuže
$n_{s,t}$	ks	6.667	počet prutů tahové betonářské výztuže
$A_{s,t}$	mm <sup>2</sup>	4105	plocha tahové betonářské výztuže
$d_1$	mm	89	vzdálenost těžiště tahové betonářské výztuže k taženým vláknům
$d$	mm	541	vzdálenost těžiště tahové betonářské výztuže k tlačným vláknům
$\varnothing_{s,c}$	mm	16	průměr prutů tlakové betonářské výztuže
$n_{s,c}$	ks	6.667	počet prutů tlakové betonářské výztuže
$A_{s,c}$	mm <sup>2</sup>	1340	plocha tlakové betonářské výztuže
$d_2$	mm	83	vzdálenost těžiště tlakové betonářské výztuže k tlačným vláknům
<b>Minimální a maximální plocha nosné výztuže dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 9.2.1.1</b>			
$A_{s,t}$	mm <sup>2</sup>	4105	plocha tahové výztuže
$A_{s,t,min}$	mm <sup>2</sup>	900	minimální plocha tahové výztuže
$A_{s,c+t,max}$	mm <sup>2</sup>	5445	plocha tahové i tlakové výztuže
$A_{s,c+t,max}$	mm <sup>2</sup>	25200	maximální plocha tahové i tlakové výztuže
$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$		OK	posouzení
<b>Smyková výztuž</b>			
$\alpha$	°	90	sklon třmínků
$d$	mm	10	průměr vložky
$n$	-	6.67	počet stříhů účinných na smyk po celé šířce průřezu
$A_{sw,v}$	mm <sup>2</sup>	527	plocha smykové výztuže
$s$	mm	300	vzdálenost stříhů
<b>Minimální stupeň smykového vyztužení dle ČSN EN 1992-1-1, čl. 9.2.2</b>			
$b_w$	mm	1000	šířka (smyk)
$\rho_w$	-	0.001756	stupeň smykového vyztužení
$\rho_{w,min}$	-	0.000947	minimální stupeň smykového vyztužení
$\rho_w \geq \rho_{w,min}$		OK	posouzení

## 9 Deformace konstrukce

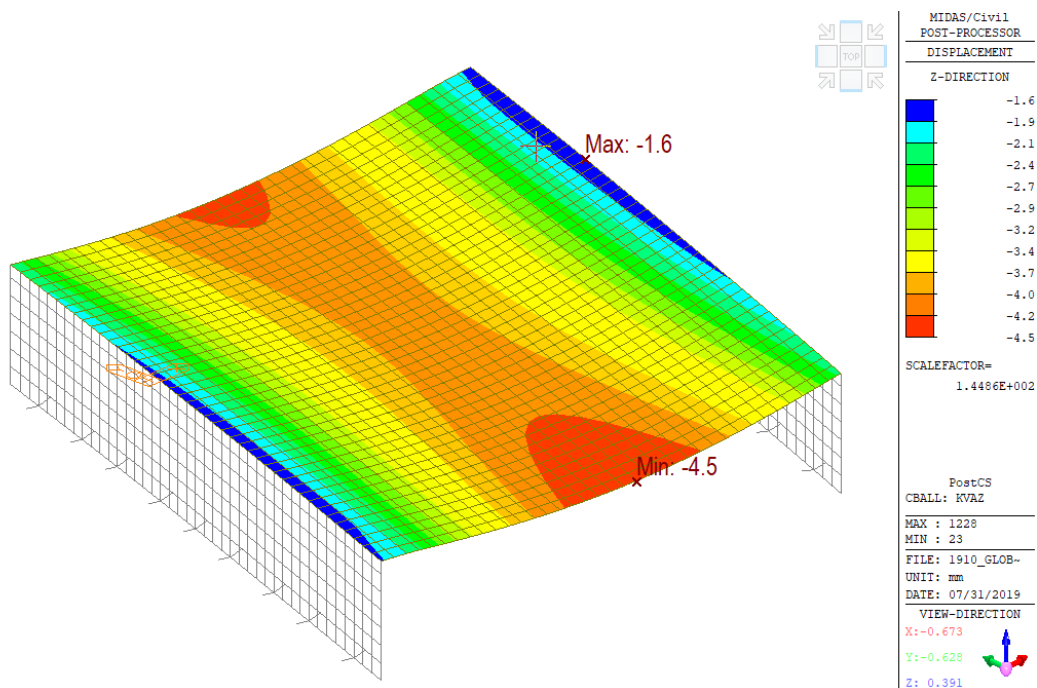
Na následujících obrázcích jsou zobrazeny svislé deformace nosné konstrukce vzaté z deskového výpočetního modelu v programu MIDAS/Civil od charakteristické, časté a kvazistálé kombinace zatížení. Deformace zahrnují deformaci mikropilot vycházející z jejich tuhosti zadané do modelu. Model neuvažuje změnu tuhostí průřezů s ohledem na vznik trhlin v železobetonových prvcích (uvažuje nepotrhaný průřez).



obr. 14 Deformace konstrukce – charakteristická kombinace



obr. 15 Deformace konstrukce - častá kombinace



obr. 16 Deformace konstrukce – kvazistálá kombinace

## 10 Závěr

Statickým výpočtem byly navrženy a ověřeny všechny rozhodující prvky mostu (mikropiloty, vrubové klouby, nosná konstrukce).

**Na základě výsledků statického výpočtu konstatujeme, že navržená konstrukce mostu vyhovuje všem platným citovaným normám a předpisům.**

V Mostě, červen 2019

Ing. Petr Šedivý