

INVESTOR

STATUTÁRNÍ MĚSTO DĚČÍN

Mírové nám. 1175/5, 405 38 Děčín IV



SO 201 OPRAVA MOSTU EV. Č. DC - 027P

STAVBA

**OPRAVA MOSTU EV. Č. DC - 027P
V ULICI KAMENNÁ**



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

Božtěšická 216/34, 400 01 Ústí nad Labem

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

web: www.sawconsulting.cz

e-mail: info@sawconsulting.cz

VYPRACOVAL

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT

TECHNICKÁ KONTROLA

INVESTOR

STATUT. MĚSTO DĚČÍN

ING. LIBOR VYKOUKAL

JAROSLAV ZAVADIL, DIS.

ING. IGOR BÁLIK

ZAKÁZKOVÉ ČÍSLO

2020-062

DATUM

11/2023

STUPEŇ

DSP/PDPS

MĚŘÍTKO

PŘÍLOHA

STATICKÝ VÝPOČET

ČÁST DOKUM.

D.1.2

Č. PŘÍLOHY

8

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

mosty a inženýrské konstrukce

Oprava mostu ev. č. DC - 027P v ulici Kamenná – DSP/PDPS



S.A.W. CONSULTING



Obsah

1. Identifikační údaje mostu	4
2. Základní údaje o mostě (ČSN 73 6200 a ČSN 73 6220)	4
1.1 Výpočetní model	5
1.2 Výpočetní pomůcky	6
1.3 Přehled využívaných norem a použité literatury	6
1.4 Podklady pro zpracování statického výpočtu	6
1.5 Úplná identifikace autora statického výpočtu	6
2 Grafické přílohy statického výpočtu	7
2.1 Půdorys	7
2.2 Podélný řez	8
2.3 Příčný řez	8
3 Výpočet	9
3.1 Konstrukce	9
3.1.1 Schéma konstrukce	9
3.1.2 Předpokládaný postup výstavby	9
3.2 Materiály	9
3.2.1 Beton	9
3.2.2 Betonářská výztuž	10
3.3 Zatížení	10
3.3.1 Zatížení stálé	10
<u>Vlastní tíha nosné konstrukce</u>	10
<u>Ostatní stálé zatížení</u>	11
3.3.2 Pokles podpěr	11
3.3.3 Zatížení proměnné	11
<u>Zatížení dopravou</u>	11
Model zatížení 1 (LM1)	11
<u>Zemní tlak</u>	12
Model zatížení 2 (LM2)	12
Model zatížení 3 (LM3) pro místní komunikace	13
Model zatížení 4 (zatížení davem lidí)	13
Model zatížení na únavu 3	13
Brzdné a rozjezdové síly	14
<u>Klimatická zatížení – zatížení teplotou</u>	14
3.3.4 Kombinace zatížení	14
<u>Mezní stavy únosnosti</u>	14
<u>Mezní stavy použitelnosti</u>	15
3.4 Nosná konstrukce	15
3.4.1 Vnitřní síly	15
3.4.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti	17
<u>Mezní stav omezení napětí</u>	17
<u>Mezní stav omezení trhlin</u>	17
3.4.3 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti	18
<u>Ohyb a normálová síla</u>	18

3.4.4 Posouzení průřezů nosné konstrukce	19
3.5 Spodní stavba.....	24
3.5.1 Výpočet opěry.....	25
4 Závěr	35



1. Identifikační údaje mostu

Stavba	Oprava mostu ev. č. DC - 027P v ulici Kamenná
Objekt číslo	SO 201
Název objektu	Oprava mostu ev. č. DC - 027P
Kraj	CZ 042 Ústecký kraj
Obec	562335 Děčín (okres Děčín)
Katastrální území	607169 Boletice nad Labem (okres Děčín)
Investor	Statutární město Děčín Mírové nám. 1175/5 405 38 Děčín IV
Uvažovaný správce objektu	Statutární město Děčín Mírové nám. 1175/5 405 38 Děčín IV
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
Pozemní komunikace	Místní komunikace
Staničení na komunikaci	-
Zatížení	Zatížení dle ČSN EN 1991 (skupina PK 1)
Účel dokumentace	Dokumentace pro stavební povolení a pro provádění stavby – DSP/PDPS

2. Základní údaje o mostě (ČSN 73 6200 a ČSN 73 6220)

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, článek 4:

4.1	silniční most
4.2	most přes vodoteč
4.3	o 1 poli
4.4	most s mostovkou v jedné úrovni
4.5	most s horní mostovkou
4.6	most bez přesypávky
4.7	nepohyblivý most
4.8	trvalý most
4.9	-
4.10	most v přímé
4.11	kolmý most
4.12	most z železobetonu
4.13	-
4.14	deskový most



4.15 s neomezenou volnou výškou

4.16 -

<i>Charakteristika mostu</i>	Silniční most na místní komunikaci v obci Děčín – Boletice nad Labem
	Most je trvalý, kolmý, v přímé, s normovou zatížitelností.
<i>Délka přemostění</i>	Kolmo 4,4 m, 5,355 m šikmo
<i>Délka mostu</i>	7,4 m
<i>Délka nosné konstrukce</i>	7,425 m
<i>Rozpětí polí</i>	Kolmo 5,25 m, 6,39 m šikmo
<i>Šikmost mostu</i>	Šikmost pravá, 55,24°
<i>Volná šířka mostu</i>	5,02 m mezi zábradlími
<i>Šířka mezi obrubami</i>	4,6 m
<i>Šířka mostu</i>	5,6 m
<i>Šířka nosné konstrukce</i>	5,1 m
<i>Výška mostu</i>	2,505 m v ose komunikace
<i>Volná výška na mostě</i>	Neomezená
<i>Plocha nosné konstrukce</i>	37,9 m ² ¹⁾
<i>Zatížení mostu</i>	Uvažováno zatížení dle ČSN EN 1991, hodnoty regulačních součinitelů jsou uvažovány pro skupinu pozemních komunikací 1.

Minimální hodnoty zatížitelností:**V_n = 32 t****V_r = 80 t****V_e = 196 t**

<i>Důležitá upozornění</i>	Práce na výstavbě mostu budou koordinovány s ostatními objekty stavby zejména s demolicí stávajícího mostu, poloha inženýrských sítí v místě stavby musí být zjištěna ještě před započítím stavebních prací, sítě nacházející se v blízkosti výkopů musí být ochráněny
----------------------------	--

*Poznámky*¹⁾ Plocha nosné konstrukce je určena dle ČSN 736220 jako násobek šířky mostu a délky nosné konstrukce.**1.1 Výpočetní model**

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model.

1.2 Výpočetní pomůcky

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

- Midas CIVIL 2022
- Microsoft Office 365
- Fine – GEO 5
- IDEA StatiCa

1.3 Přehled využívaných norem a použité literatury

- [1] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
- [3] ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [4] ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
- [5] ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení
- [6] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [7] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [8] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [9] ČSN EN 1337-1 Stavební ložiska – Část 1: Všeobecná pravidla navrhování
- [10] ČSN EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [11] Technicko – kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, v platném znění
- [12] Navrhování betonových mostů podle norem ČSN EN 1992 (Eurokódu 2), ČBS 2010

1.4 Podklady pro zpracování statického výpočtu

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

1.5 Úplná identifikace autora statického výpočtu

Ing. Libor Vykoukal

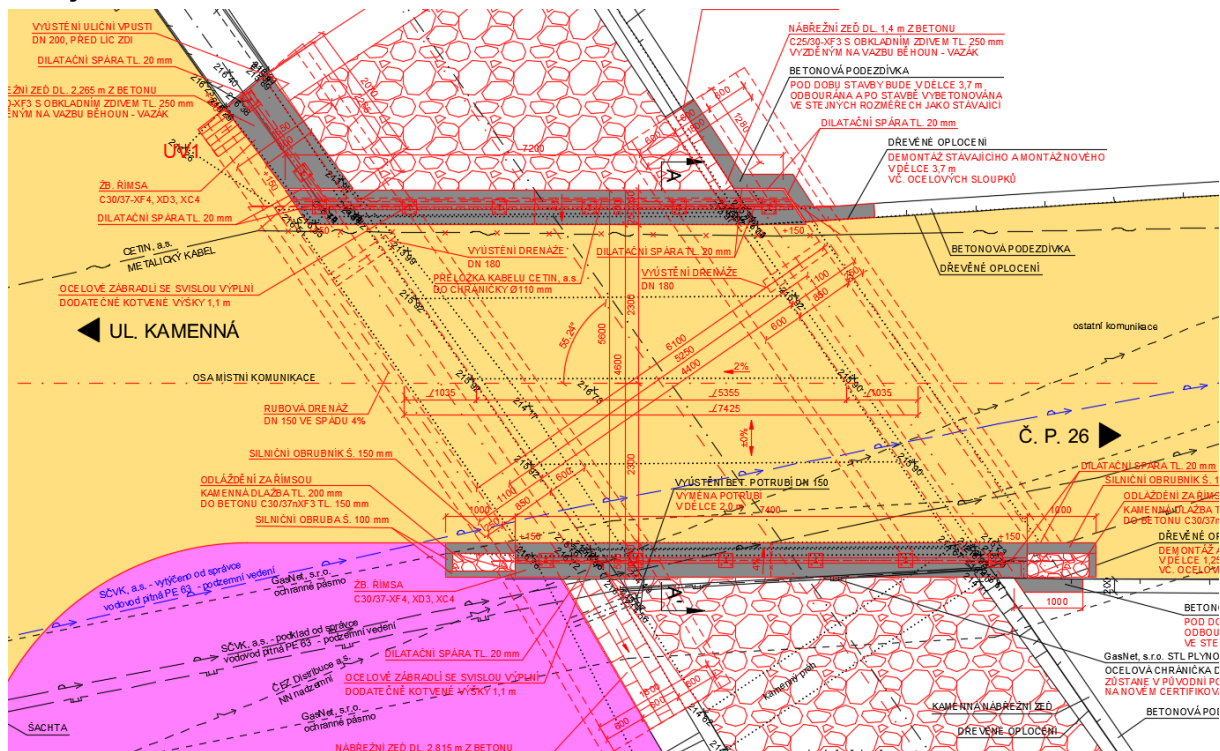
Autorizovaný inženýr v oboru Mosty a inženýrské konstrukce 0501458



.....
Ing. Libor Vykoukal

V Liberci, listopad 2023

2.1 Pūdorys



KAMENNÁ

This technical drawing illustrates a cross-section of a roof assembly featuring stone cladding over a concrete slab. The diagram includes detailed annotations for materials, dimensions, and structural components.

Legend:

- ACO 11: 40 mm
- PS-C: 0.3 kg/m²
- ACP 16+: 70 mm
- REZANÁ SPÁRA VE VOZOVCE: 0.8 kg/m²
- 20x40 VÝPLN PRUŽNOU ZALIVKOU: 150 mm
- ZKOSEŇÍ 100 x 100: 200 mm
- OCHRANNÝ OBSPV TL 600 mm: ZE ŠD 8-32 mm
- ACO 11: 40 mm
- PS-C: 0.3 kg/m²
- ACP 16+: 70 mm
- PL-C: 0.8 kg/m²
- SD+: 150 mm
- SD+: 200 mm

Key Components and Dimensions:

- Roof Structure:** KOTEVNÍ TRN Ø 20 x 500 mm; ŽB ÚLOŽNÝ PRAH C30/37-XF4,XD3,XC4; KOTEVNÍ TRN Ø 20 x 500 mm; ŽB ÚLOŽNÝ PRAH C30/37-XF4,XD3,XC4.
- Cladding and Waterproofing:** KAMENNÝ OKLAD TL 250 mm; REZANÁ SPÁRA VE VOZOVCE; ZKOSEŇÍ 100 x 100; OCHRANNÝ OBSPV TL 600 mm; ŽE ŠD 8-32 mm.
- Drainage System:** 2 x PLASTOVÉ POTRUBÍ NEZNÁMÝ SPRÁVE DER DN 4; VYÚSTĚNÍ DRENÁŽE PVC DN 180; PROVOZOVNÍ PŘEVEDENÍ VODY DN 100 mm.
- Insulation and Protection:** 2 x OC EPOVA CHRAŇKÁK 150 mm DL 2.0 m; 1 x ALP + 2 x ALN + OCHRANNA GEOTEXTILIE min. 600 g/m²; PODKLADNÍ BETON C12/15-X0 TL 150 mm; SANACE PODLOŽÍ TL 300 mm STERKODRT FR. 0-63.
- Other Details:** VHODNÉ L MAX. 300 mm; ITP ZE ŽEMINY VELMI VHODNÉ; RUBOVÁ DRENÁŽ DO SE ŠPADI 4%; OBSPV DRENÁŽNÍM BETONEM; PODKLADNÍ BETON C12/15-X0; 2 x OC EPOVA CHRAŇKÁK 150 mm DL 2.0 m; 1 x ALP + 2 x ALN + OCHRANNA GEOTEXTILIE min. 600 g/m²; PODKLADNÍ BETON C12/15-X0 TL 150 mm; SANACE PODLOŽÍ TL 300 mm STERKODRT FR. 0-63.

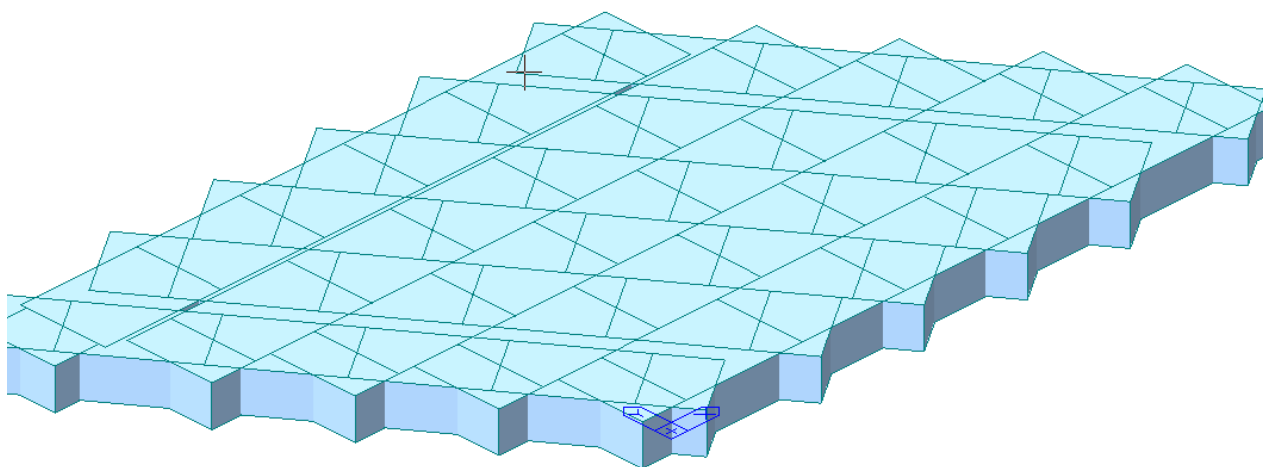
Technical drawing of a road cross-section. The drawing shows a road surface with a 4% slope. The road is bordered by a concrete curb on the left and a drainage ditch on the right. The road surface is labeled "ASFALTOVÁ MODIF. ZÁLIVKA Š. 20 mm". The drainage ditch is labeled "OSA ODVODN." and "OSA MÍSTNÍ KOMUN.". The drawing includes various dimensions and elevations: 500, 1180, 250, 480, 150, 545, 450, 95, 216.785, 216.285, 217.03, 216.615, 216.520, 216.070, 215.615, 5100, 2505, 960, 217.17, 216.785, 216.285, 500, 250. The drawing also shows a concrete structure labeled "ŽB. ÚLOŽNÝ PRÁH C30/37-XF4, XD3, XC4".

3 Výpočet

3.1 Konstrukce

3.1.1 Schéma konstrukce

Pro výpočet mostu byl vytvořen roštový model nosné konstrukce.



3.1.2 Předpokládaný postup výstavby

Předpokládaný časový harmonogram vzniku nosné konstrukce:

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

pozn.: Vzhledem k charakteru statického působení konstrukce nebylo použito časové analýzy a fází výstavby.

3.2 Materiály

3.2.1 Beton

Beton: C30/37

Sečnový modul pružnosti: $E_{cm} = 33\,000\text{ MPa}$



Charakteristická pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Dílčí součinitel (MSÚ):	$\gamma_c = 1,5$
Návrhová pevnost v tlaku (MSÚ):	$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$
Pevnost betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
Poissonův součinitel:	$\nu = 0,2$

3.2.2 Betonářská výztuž

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

3.3 Zatížení

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

3.3.1 Zatížení stálé

Vlastní tíha nosné konstrukce

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

Ostatní stálé zatížení

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

- pravá železobetonová římsa $0,175 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 3,93 \text{ kNm}^{-1}$
- konstrukce vozovky tl. 95 mm $0,095 \text{ m} \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 2,38 \text{ kNm}^{-2}$
- levá železobetonová římsa $0,175 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ kNm}^3 = 3,93 \text{ kNm}^{-1}$
- 2 x zábradlí $2 \cdot 1,0 \text{ kNm}^{-1} = 2 \text{ kNm}^{-1}$

3.3.2 Pokles podpěr

Konstrukce působí jako prostý nosník, pokles podpor nevyvolá dodatečné vnitřní síly.

3.3.3 Zatížení proměnnéZatížení dopravou

Na mostě je navržena šířka mezi obrubníky (svodidly) $w = 4,60 \text{ m}$.

Šířka vozovky w	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu w_i	Šířka zbývajících plochy
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
POZNÁMKA Např. pro šířku vozovky 11 m, $n_l = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right) = 3$, šířka zbývajících plochy je $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

$$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$$

$$n_l = 2$$

$$\frac{w}{2}$$

$$0$$

=> Vozovka je rozdělena na 2 pruhy: $w_i = 3,00 \text{ m}$, zbývajících plocha 1,60 m

Model zatížení 1 (LM1)

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

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

komunikací 1.

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

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

Zemní tlak

 Zásyp, $\phi=30^\circ$

pro přetížení

$$q_{LM1Q} = \frac{\Sigma \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}}{A_{eff}} + \alpha_{q1} \cdot q_{1k} = \frac{1,0 \times 2,0 \times 300}{3,0 \times 4,5} + 1,0 \times 9,0 = 53,44 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_1 = 25,19 \text{ kNm-3}$$

$$\sigma_2 = 25,19 \text{ kNm-3}$$

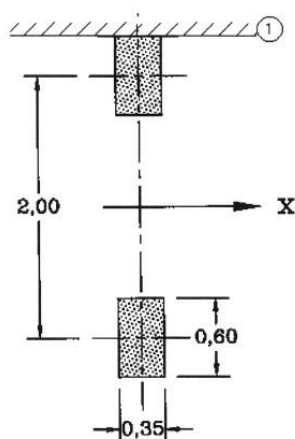
Tabulka NA.6 – Půdorysná náhradní plocha

Model zatížení	Druh zatížení	Náhradní plocha
LM1	Dvojnáprava (TS)	$B \times 4,5 \text{ m}$
LM3	Vozidlo 900/150	$3,0 \times 8,0 \text{ m}$
	Vozidlo 1800/200	$3,0 \times 13,0 \text{ m}$
	Vozidlo 3000/240	$4,5 \times 18,0 \text{ m}$

B – šířka zatěžovacího pruhu

Model zatížení 2 (LM2)

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



*Model zatížení 3 (LM3) pro místní komunikace*

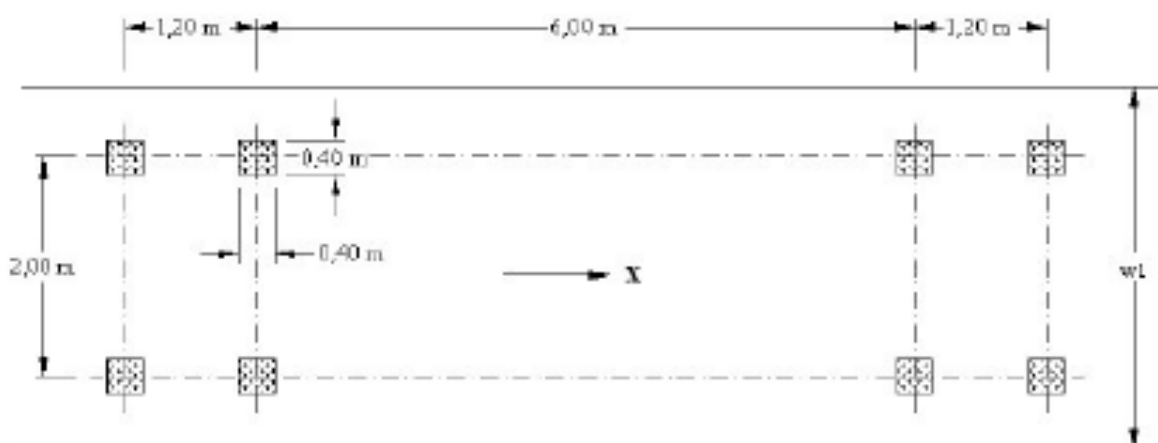
Celková tíha	900 kN
Označení	900/150
Nápravy	$n = 6 \times 150 \text{ kN}$, $e = 1,50 \text{ m}$
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů podle A.3 (2).
Kombinace zatížení	Po celé délce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální ($\leq 70 \text{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

Model zatížení 4 (zatížení davem lidí)

Rovnoměrné zatížení rovné 5 kN/m².

Model zatížení na únavu 3

Nápravové síla každé nápravy je rovna 120 kN a dotyková plocha každého kola je čtverec o straně 0,40 m.



- 1,75 pro posouzení u mezilehlých podpor spojitých mostů
- 1,40 posouzení v jiných oblastech

Nebylo použito

*Brzdné a rozjezdové síly*

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

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1} q_{1k} w_l L = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 1,0 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 6,39 = 377,25 \text{ kN}$$

Klimatická zatížení – zatížení teplotou

3.typ: betonová nosná konstrukce, betonová deska

Rovnoměrná změna teploty nosné konstrukce:

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

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

Dle národní přílohy byly na základě výše uvedených teplot určeny:

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

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

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

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

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

Rozdílová složka teploty:

Pro konstrukce rozpěrák neuvažují.

Zatížení větrem

Pro tento typ mostu není významné. Neuvažuje se.

3.3.4 Kombinace zatížení*Mezní stavy únosnosti*

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

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

Hodnoty součinitelů zatížení a kombinace:

$$\gamma_G = 1,35 \dots \text{součinitel stálého zatížení}$$

$$\gamma_Q = 1,35 \dots \text{součinitel zatížení pro silniční dopravu a chodníky}$$

$$\gamma_Q = 1,50 \dots \text{součinitel zatížení pro další proměnná zatížení}$$



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

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

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

Mezní stavy použitelnosti

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

a) Charakteristická kombinace

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

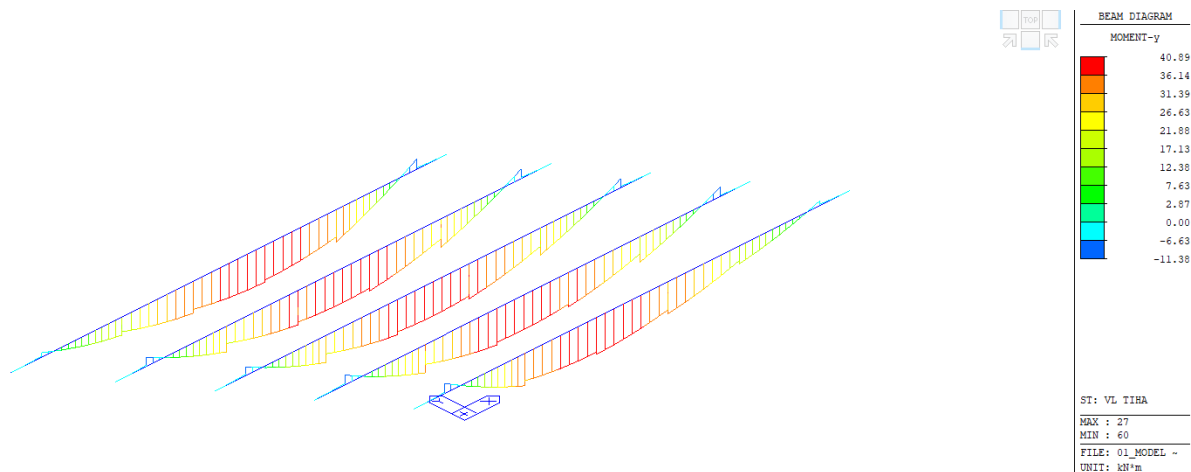
b) kvazistálá kombinace

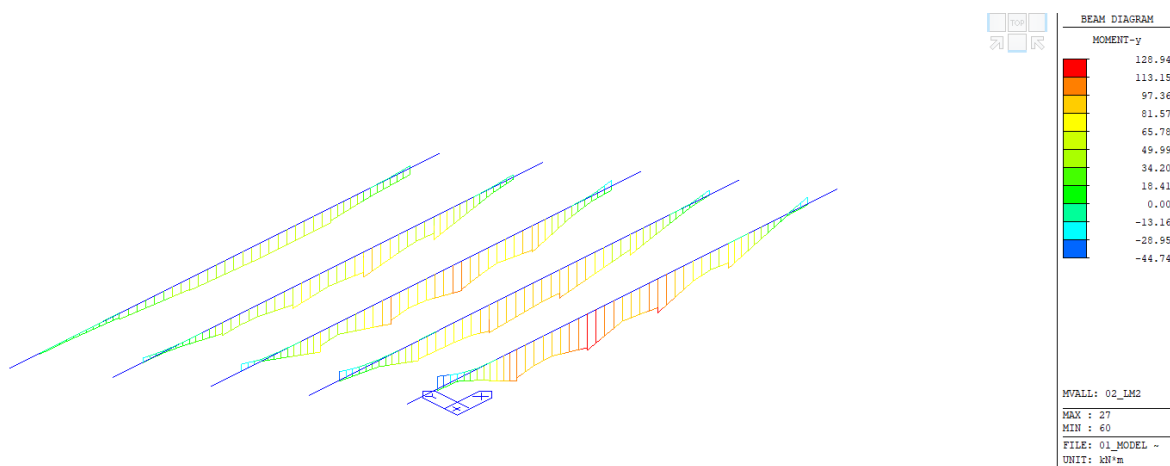
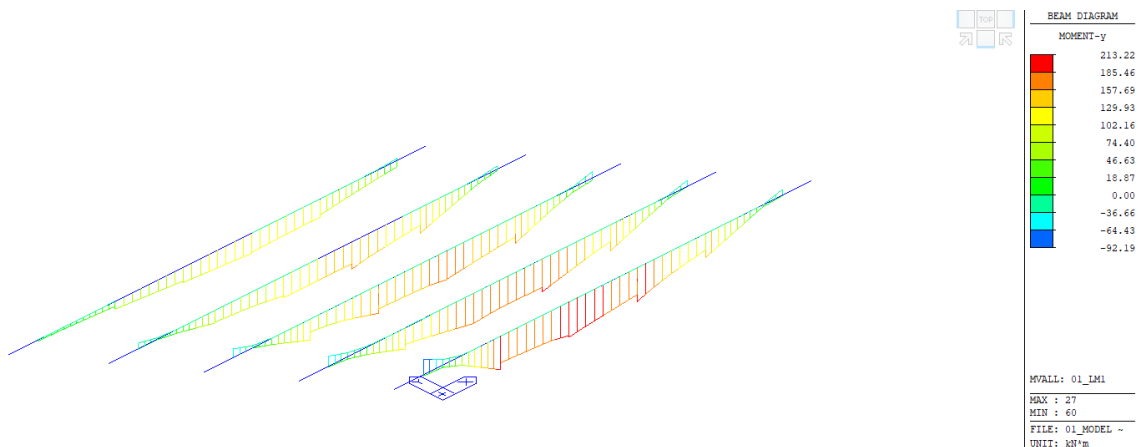
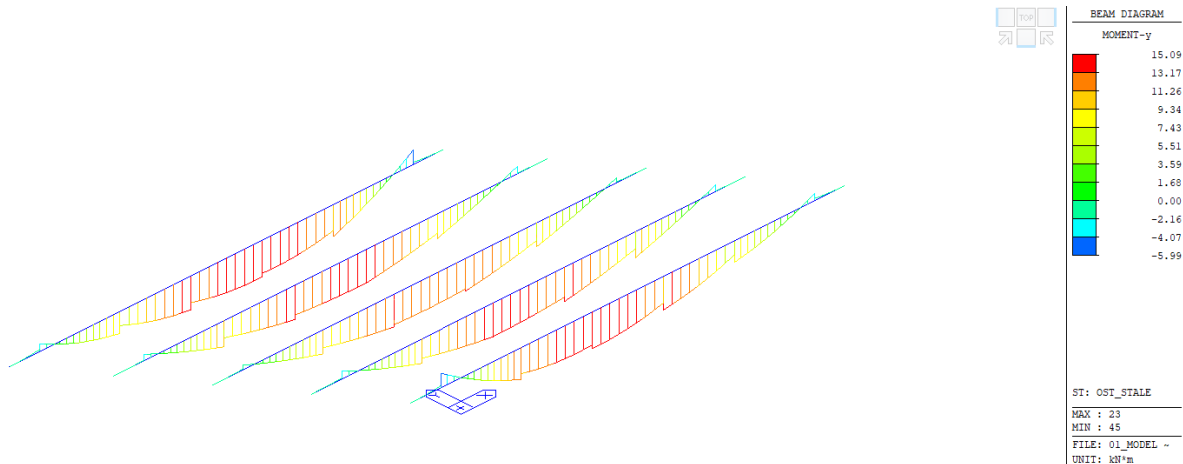
$$\sum G + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

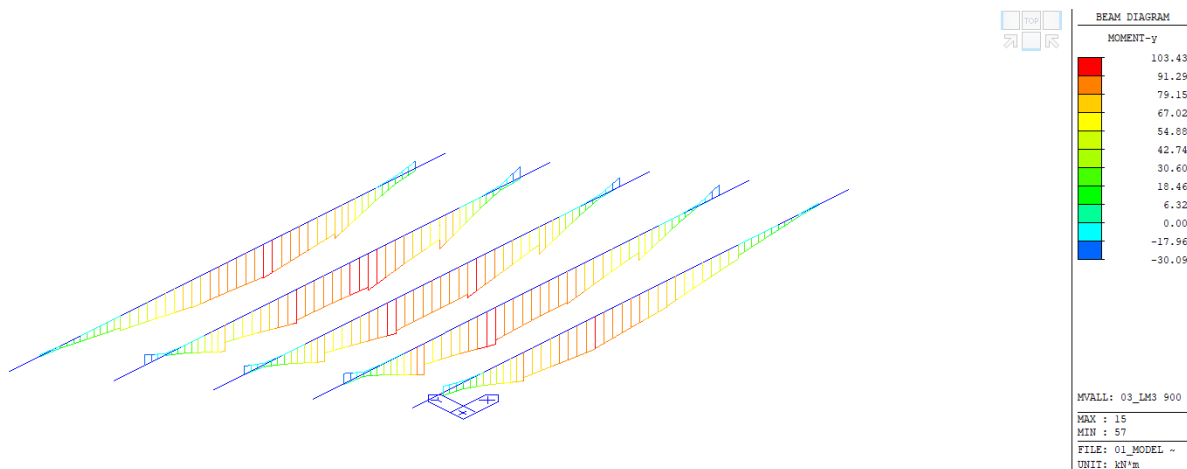
3.4 Nosná konstrukce

3.4.1 Vnitřní síly

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







3.4.2 Posouzení nosné konstrukce – mezní stavy použitelnosti

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

- Omezení napětí
- Omezení trhlin

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

Mezní stav omezení napětí

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

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

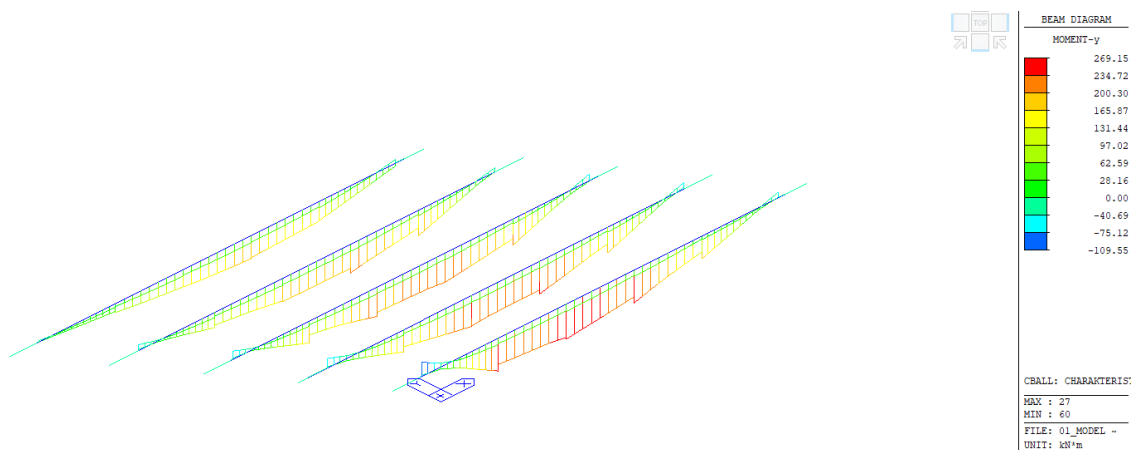
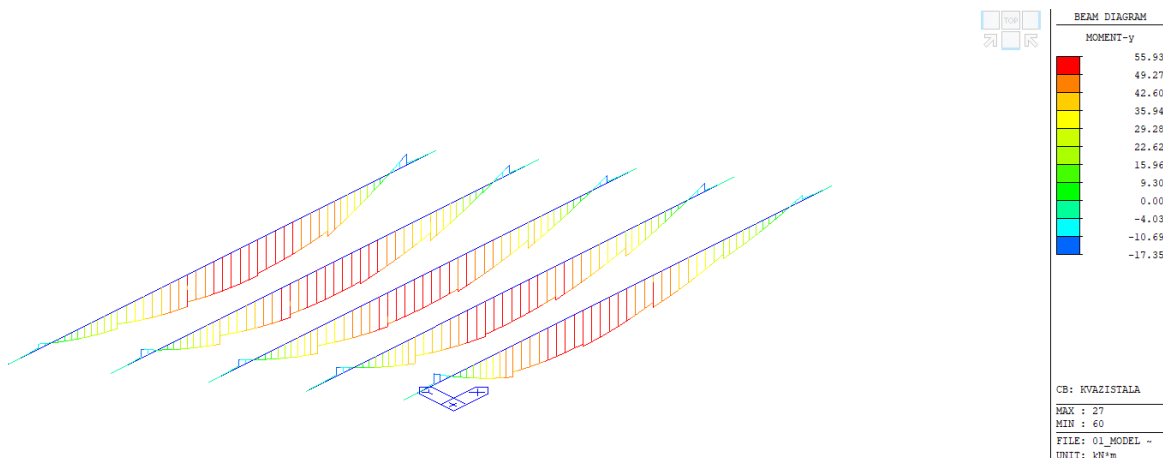
$$0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 30 = 18,0 \text{ MPa (charakteristická kombinace)}$$

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

Mezní stav omezení trhlin

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

Vnitřní síly od kombinací pro MSP



3.4.3 Posouzení železobetonové nosné konstrukce – mezní stavy únosnosti

Při posuzování mezních stavů únosnosti bylo uvažováno parabolicko - rektangurální rozdělení napětí v tlaceném betonu, poměrné přetvoření betonu je omezeno hodnotou $\varepsilon_{cu3} = 0,35 \%$, poměrné přetvoření betonářské výztuže je uvažováno pro pracovní diagram výztuže s vodorovnou plastickou větví.

Ohyb a normálová síla

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

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

Vyztužení z pohledu minimálního stupně vyztužení

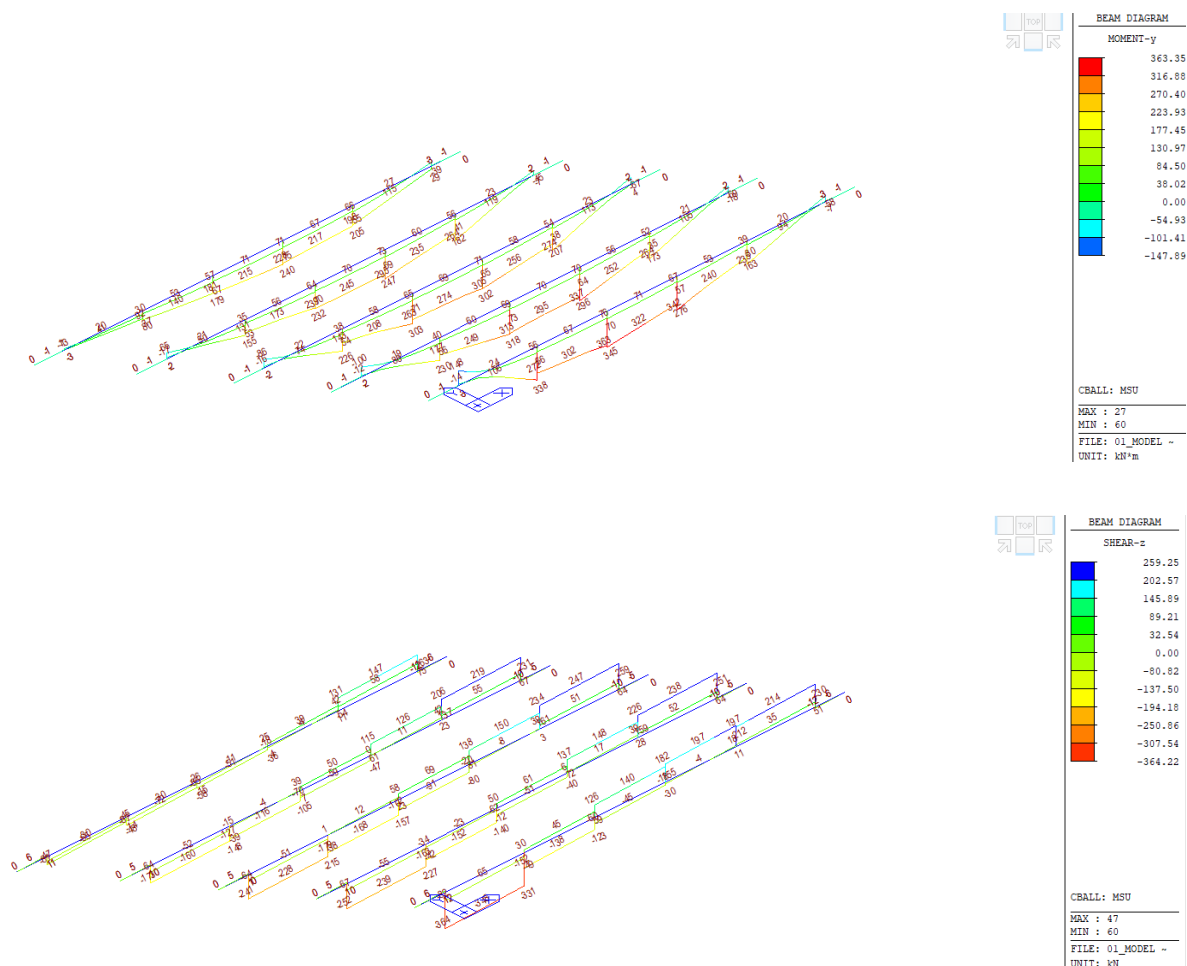
tl. 400 – 450 mm – R12/150

tl. 450 – 600 mm – R14/150

tl. 600 – 800 mm – R16/150



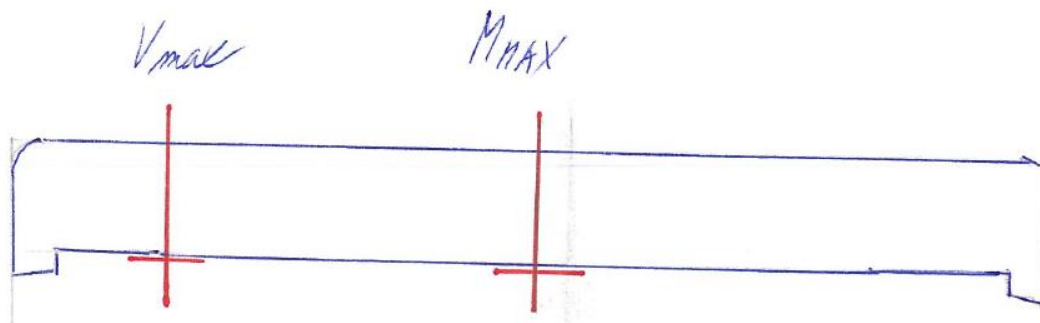
Vnitřní síly od kombinace MSÚ



3.4.4 Posouzení průřezů nosné konstrukce.

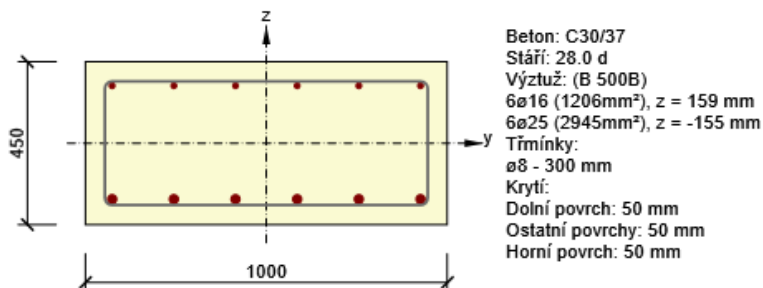
Průřezy jsou navrženy jako železobeton. Posouzený je výsek šířky 1 m.

Znázornění posuzovaných průřezů





V poli - Mmax



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	0.0	0.0	149.0	0.0	363.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	269.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	56.0	0.0

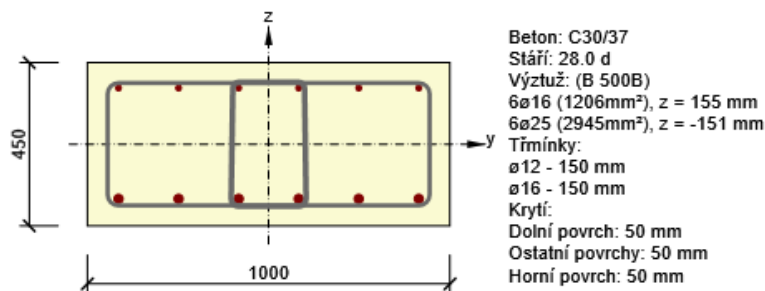
2.1.1.2 Souhrn

Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0.0	363.0	0.0	149.0	0.0	87.5	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	363.0	0.0			81.2	OK
Smyk	0.0			149.0	0.0	66.4	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	0.0	363.0	0.0	149.0	0.0	87.5	OK
Omezení napětí	0.0	269.0	0.0			84.1	OK
Šířka trhliny	0.0	56.0	0.0			23.3	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %



Na kraji - V_{max}



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	0.0	0.0	330.0	0.0	-180.0	0.0
Celkové	Max. cyklické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Celkové	Min. cyklické zatížení	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	-133.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	-23.0	0.0

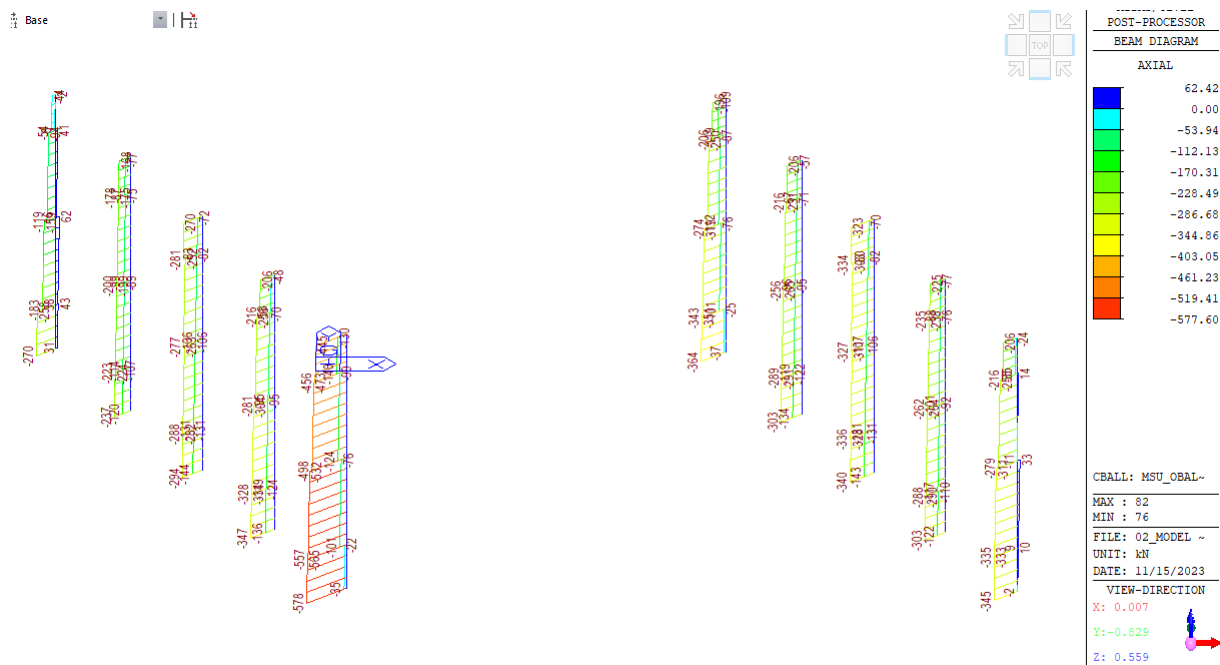
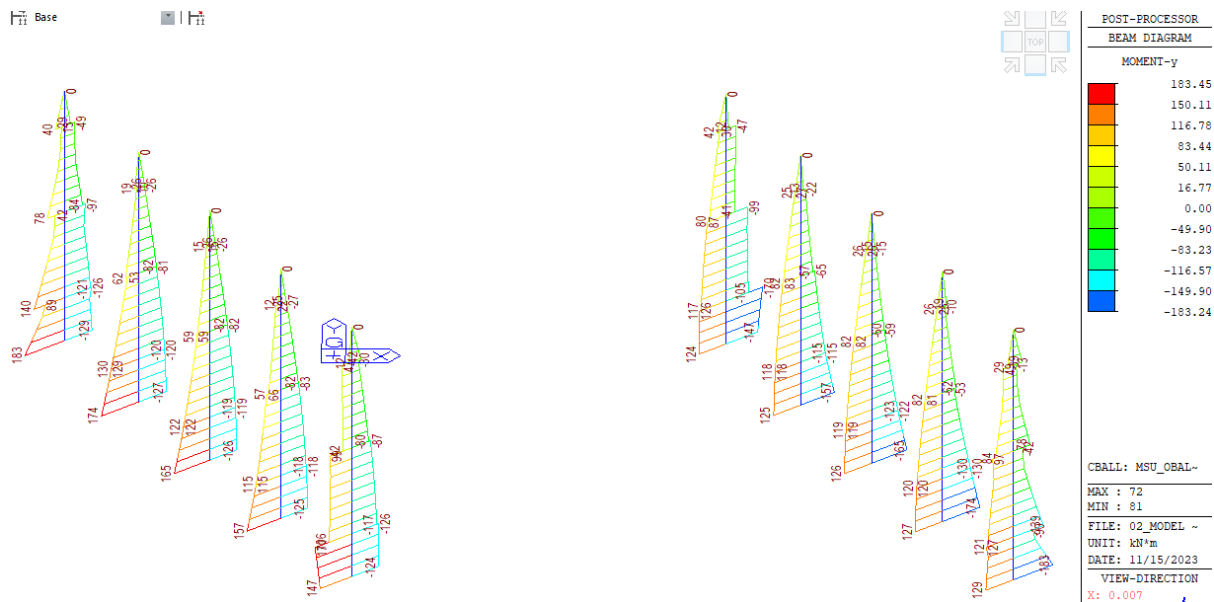
2.1.1.2 Souhrn

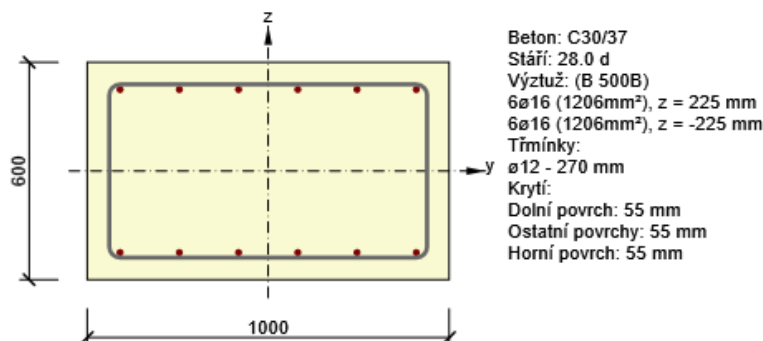
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Interakce	0.0	-180.0	0.0	330.0	0.0	93.4	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	0.0	-180.0	0.0			86.3	OK
Smyk	0.0			330.0	0.0	89.3	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	0.0	-180.0	0.0	330.0	0.0	93.4	OK
Únava	0.0	0.0	0.0			0.0	OK
Omezení napětí	0.0	-133.0	0.0			81.3	OK
Šířka trhliny	0.0	-23.0	0.0			32.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %



Vnitřní síly od kombinace MSÚ – stojky rozpěráku





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	-578.0	0.0	267.0	0.0	183.0	0.0
Celkové	Charakteristická	0.0	0.0	0.0	0.0	55.0	0.0
Celkové	Kvazistálá	0.0	0.0	0.0	0.0	33.0	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
Smyk	-578.0			267.0	0.0	94.4	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	-578.0	183.0	0.0			22.3	OK
Smyk	-578.0			267.0	0.0	94.4	OK
Kroucení					0.0	0.0	OK
Interakce	-578.0	183.0	0.0	267.0	0.0	94.4	OK
Omezení napětí	0.0	55.0	0.0			4.9	OK
Šířka trhliny	0.0	33.0	0.0			0.0	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100.0 %

3.5 Spodní stavba

Stanovení reakce od vlastní tíhy a stálých zatížení

$$\Sigma G = 29 + 60 + 54 + 40 + 100 \text{ kN} = 283 \text{ kN} - \text{reakce stanovená na celou opěru}$$

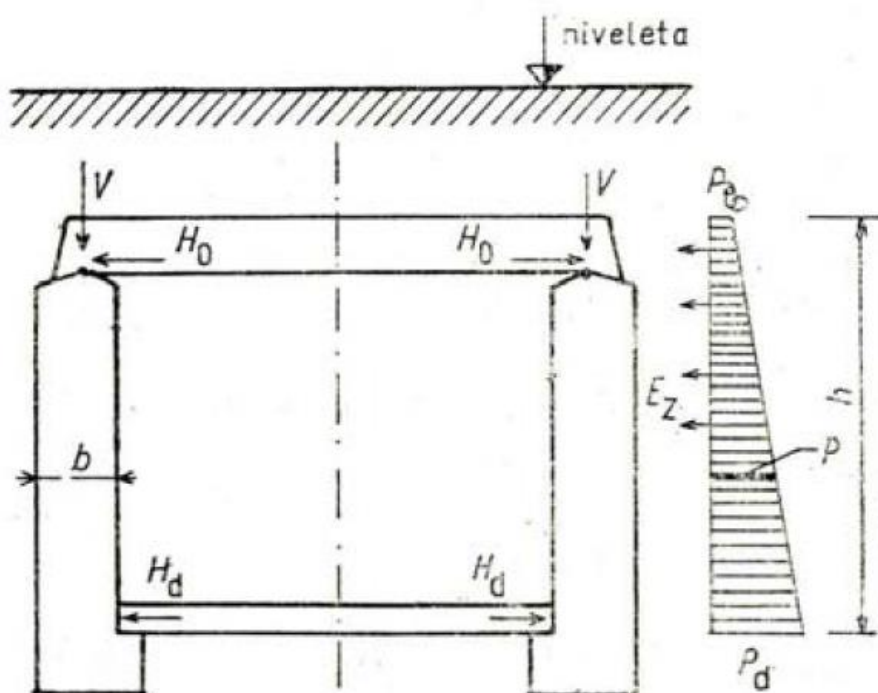
$$G = 283 \text{ kN} / 6.207 \text{ m} = 45.59 \text{ kN}$$

Stanovení reakce od proměnného zatížení

$$\Sigma Q = -24 + 98 + 231 + 102 + 242 = 649 \text{ kN} - \text{reakce stanovená na celou opěru}$$

$$G = 649 \text{ kN} / 6.207 \text{ m} = 104.56 \text{ kN}$$

Konstrukce působí jako rozpěrák. Do místa kloubu byla vložena poloviční síla reakce od zemního tlaku.



Pro posouzení opěry byla použita opěra OP2 ve třech kombinacích

Kombinace 1 – nezatížený most - zemní tlak v klidu

Kombinace 2 – přetížení LM1 za opěrou OP2. V místě vrubového kloubu je umístěna pomocná síla, která reprezentuje reakci o nosné konstrukce. Za OP2 je uvažováno se zvýšeným aktivním tlakem.

Kombinace 3 – Most je zatížen odpovídající maximální svislou reakcí od zatížení dopravou.

3.5.1 Výpočet opěry

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe

Tvar zemního klínu : počítat šikmý

Výstupek základu : výstupek uvažovat jako šikmou základovou spáru

Dovolená excentricita : 0.333

Metodika posouzení : výpočet podle EN1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu



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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Re} =$	1.40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1.10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Rv} =$	1.40 [-]	

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

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

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku

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

Pevnost v tahu

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

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

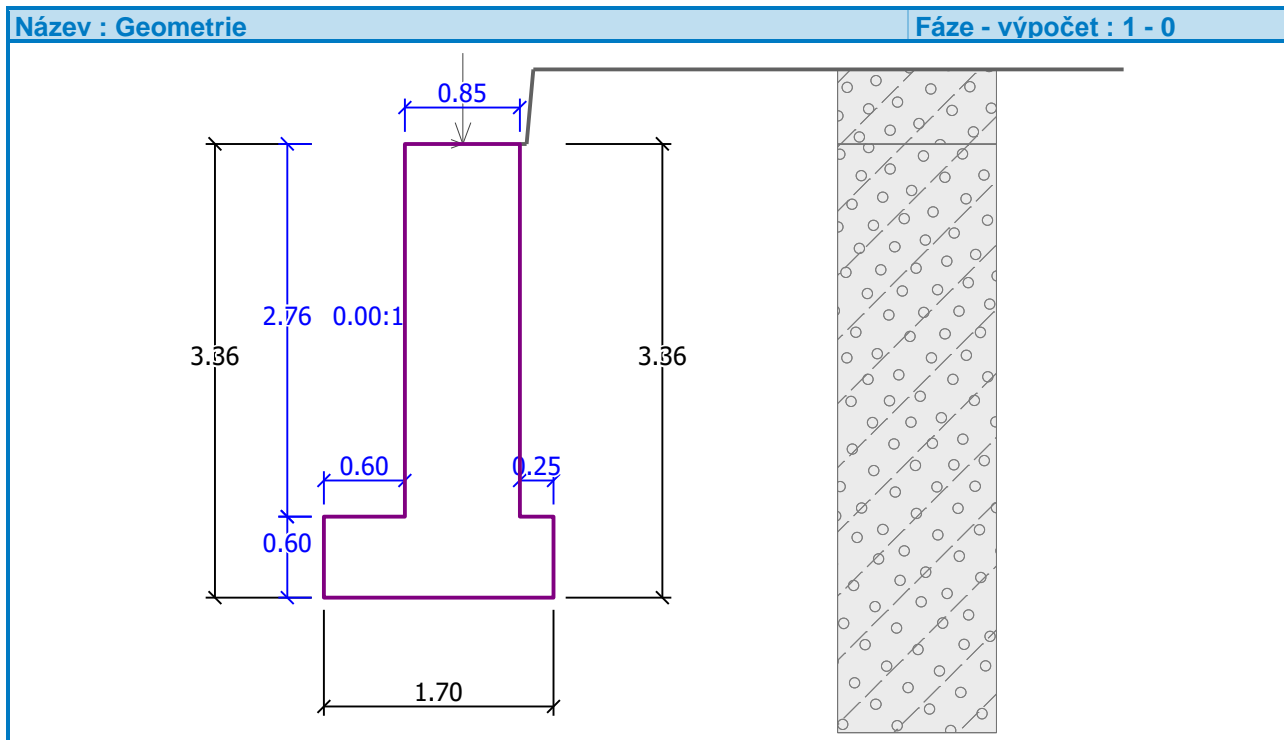
$$f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	2.76
3	0.25	2.76
4	0.25	3.36
5	-1.45	3.36
6	-1.45	2.76
7	-0.85	2.76
8	-0.85	0.00

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

Plocha řezu zdi = 3.37 m².



Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída G4		32.50	0.00	19.00	10.00	6.00


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

Parametry zemin

Třída G4

Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 32.50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 6.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G4	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil


Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0.00	0.00
2	0.05	0.00
3	0.10	-0.55
4	1.10	-0.55

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

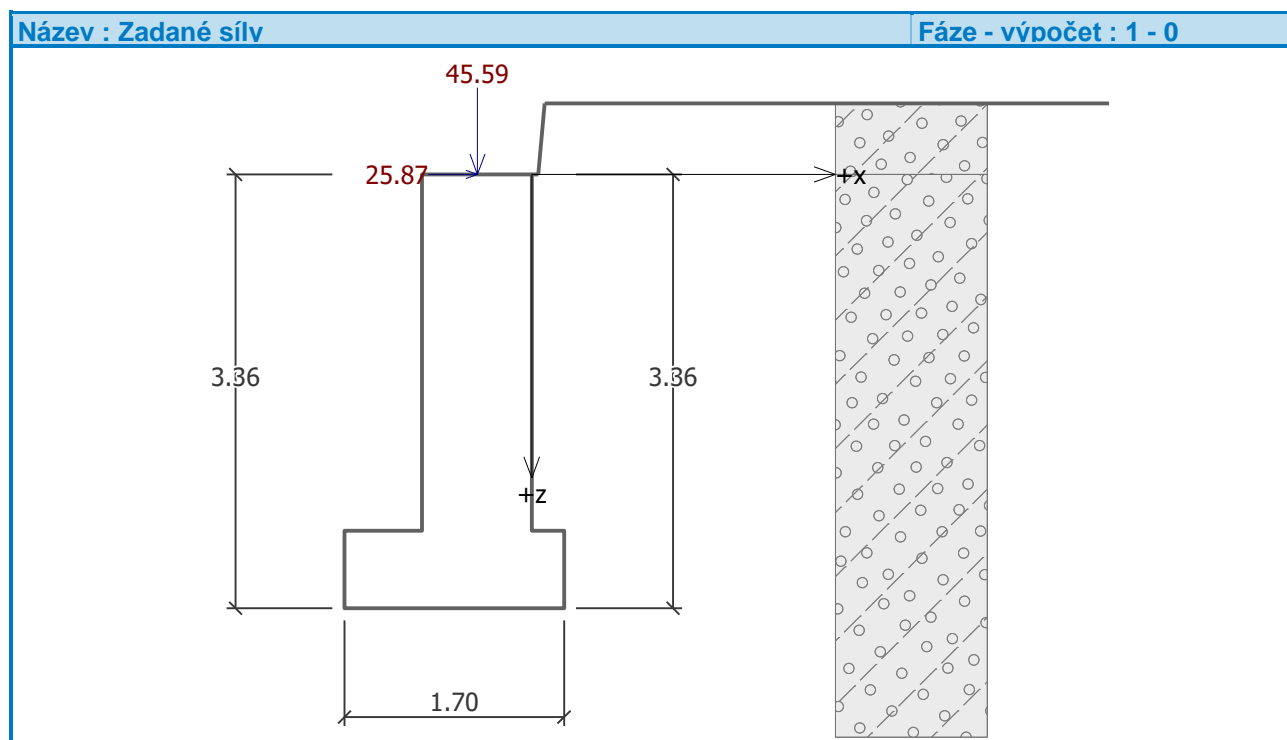
Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	ANO		NK + SVRSE K (283/6.2 07)	stálé	0.00	45.59	0.00	-0.42	0.00
2	ANO		Reakce NK	stálé	25.87	0.00	0.00	-0.42	0.00



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 1)**Spočtené síly působící na konstrukci**

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.47	80.78	0.97	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.18	14.94	1.58	1.000	1.000	1.350
Tlak v klidu	67.20	-1.30	0.00	1.70	1.350	1.350	1.000
NK + SVRSEK (283/6.207)	0.00	-3.36	45.59	1.03	1.000	1.000	1.350
Reakce NK	-25.87	-3.36	0.00	1.03	1.000	1.000	1.000

Posouzení celé zdi**Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{res} = 168.57$ kNm/mMoment klopící $M_{ovr} = 118.24$ kNm/m**Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 81.84$ kN/mVodor. síla posunující $H_{act} = 64.85$ kN/m**Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 112.22 kPa

Únosnost základové půdy (Fáze budování 1)**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-38.43	190.77	41.33	0.000	112.22
2	2.36	141.31	64.85	0.010	84.79

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-28.30	141.31	41.33

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0.010$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy $R = 300.00$ kPaSoučinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 112.22$ kPa

Únosnost základové půdy $R_d = 214.29 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 2)****Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G4	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0.00	0.00
2	0.05	0.00
3	0.10	-0.55
4	1.10	-0.55

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	nové	změna	proměnné	42.75				na terénu

Číslo	Název
1	01_LM1

Odpor na líci konstrukce

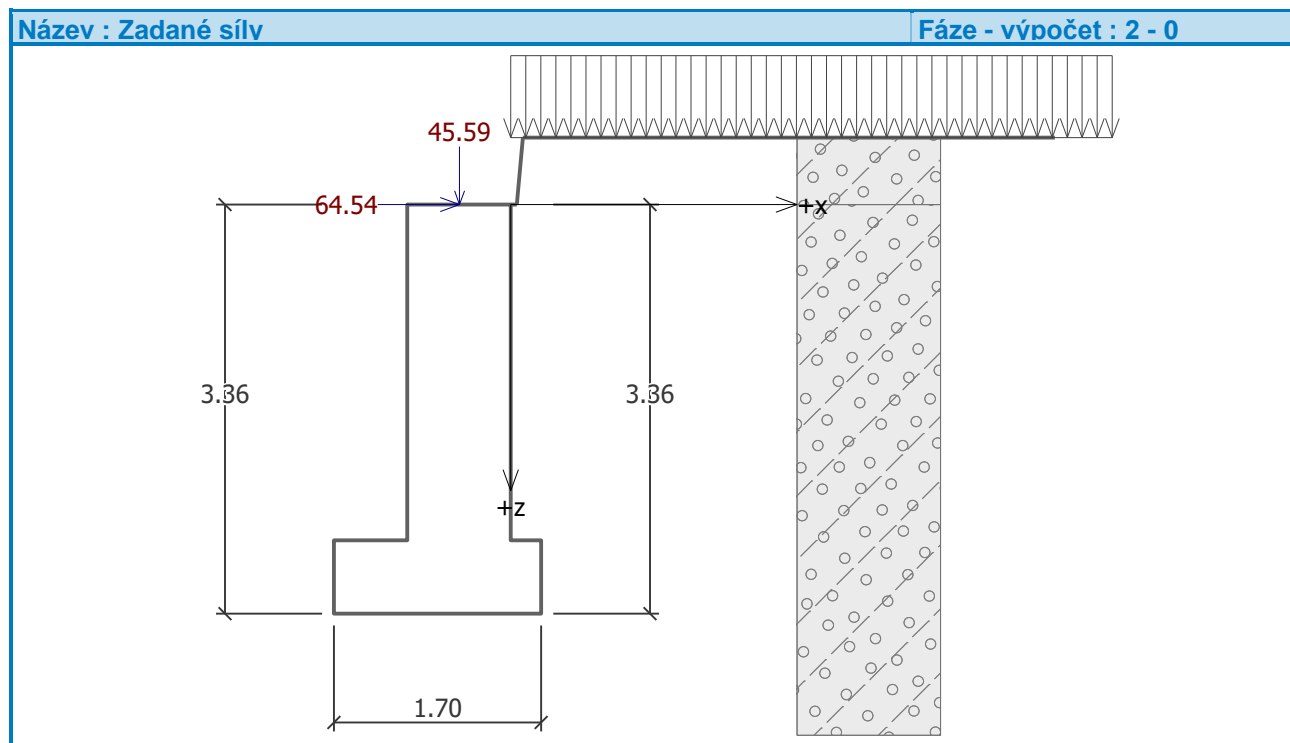
Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	NE	NE	NK + SVRSE K (283/6.2 07)	stálé	0.00	45.59	0.00	-0.42	0.00



Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x	F_z	M	x	z
	nová	změna			[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[m]	[m]
2	NE	ANO	Reakce NK 25.87+7 7.34*0.5	stálé	64.54	0.00	0.00	-0.42	0.00



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zed' i dík zdi jsou zatíženy aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0.00	-1.47	80.78	0.97	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-0.80	1.45	1.53	1.000	1.000	1.350
Aktivní tlak	40.65	-1.24	17.79	1.57	1.350	1.350	1.000
01_LM1	41.43	-1.68	14.48	1.56	1.500	1.500	1.500
NK + SVRSEK (283/6.207)	0.00	-3.36	45.59	1.03	1.000	1.000	1.350
Reakce NK 25.87+77.34*0.5	-64.54	-3.36	0.00	1.03	1.000	1.000	1.000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlolení

 Moment vzdorující $M_{res} = 297.27$ kNm/m

 Moment klopící $M_{ovr} = 172.80$ kNm/m

Zed' na překlolení VYHOVUJE

Posouzení na posunutíVodor. síla vzdorující $H_{res} = 100.52 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{act} = 52.48 \text{ kN/m}$ **Zed' na posunutí VYHOVUJE****Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE**

Maximální napětí v základové spáře : 124.75 kPa


Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)**Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-115.70	212.07	38.25	0.000	124.75
2	-95.85	173.56	52.48	0.000	102.09

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-138.77	160.09	17.54

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 0.000$ Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE****Posouzení únosnosti základové spáry**Návrhová únosnost základové půdy $R = 300.00 \text{ kPa}$ Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$ Max. napětí v základové spáře $\sigma = 124.75 \text{ kPa}$ Únosnost základové půdy $R_d = 214.29 \text{ kPa}$ **Únosnost základové půdy VYHOVUJE****Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE****Vstupní data (Fáze budování 3)****Geologický profil a přiřazení zemín**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	-	Třída G4	

Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
1	0.00	0.00



Číslo	Souřadnice x [m]	Hloubka z [m]
2	0.05	0.00
3	0.10	-0.55
4	1.10	-0.55

Počátek [0,0] je v umístěn v pravém horním rohu konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Vliv vody

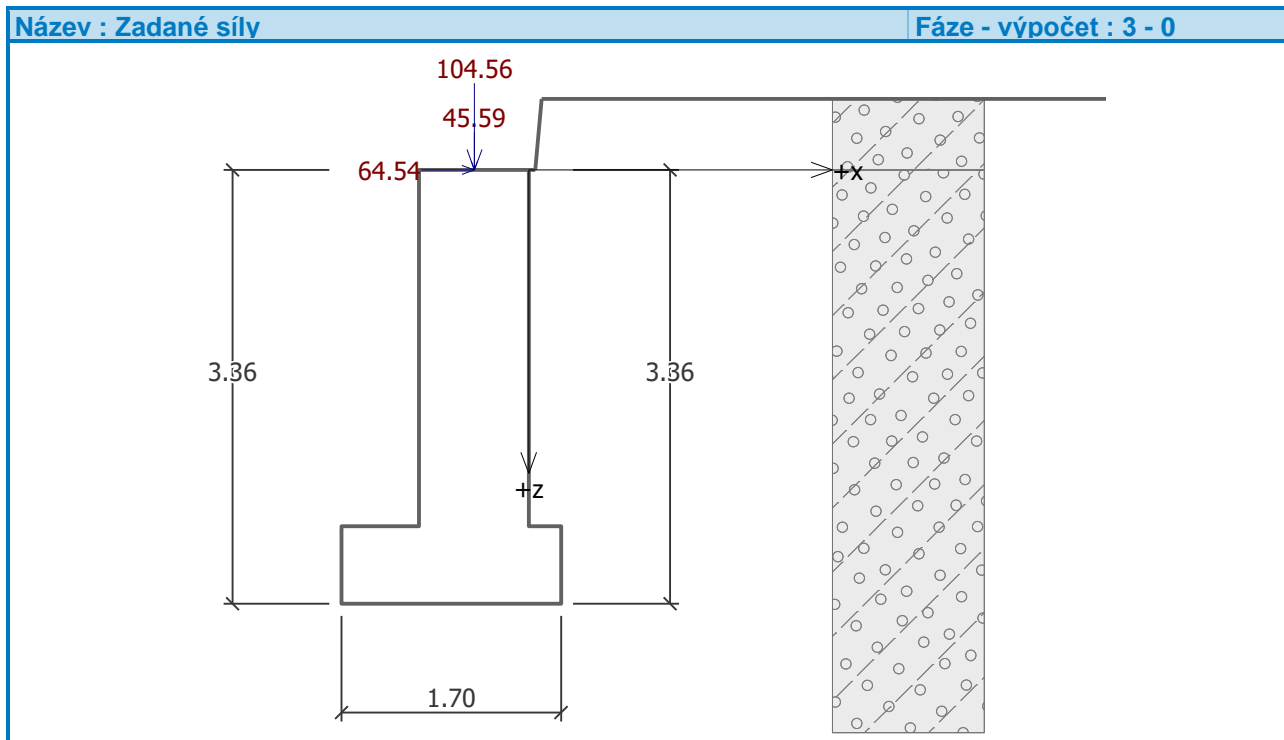
Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	NE	NE	NK + SVRSE K (283/6.2 07)	stálé	0.00	45.59	0.00	-0.42	0.00
2	NE	NE	Reakce NK 25.87+7 7.34*0.5	stálé	64.54	0.00	0.00	-0.42	0.00
3	ANO		LM1 - 649/6.20 7	proměnné	0.00	104.56	0.00	-0.42	0.00



Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Zeď se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 3)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0.00	-1.47	80.78	0.97	1.000	1.000	1.350
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.18	14.94	1.58	1.000	1.000	1.350
Tlak v klidu	67.20	-1.30	0.00	1.70	1.350	1.350	1.000
NK + SVRSEK (283/6.207)	0.00	-3.36	45.59	1.03	1.000	1.000	1.350
Reakce NK 25.87+77.34*0.5	-64.54	-3.36	0.00	1.03	1.000	1.000	1.000
LM1 - 649/6.207	0.00	-3.36	104.56	1.03	0.000	0.000	1.500

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

 Moment vzdorující $M_{res} = 261.38$ kNm/m

 Moment klopící $M_{ovr} = 118.24$ kNm/m

Zeď na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

 Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 81.84$ kN/m

 Vodor. síla posunující $H_{act} = 26.18$ kN/m

Zeď na posunutí VYHOVUJE
Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 204.48 kPa



Únosnost základové půdy (Fáze budování 3)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-196.59	347.61	2.66	0.000	204.48
2	-127.57	141.31	26.18	0.000	83.13

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-177.05	245.87	2.66
2	-158.23	141.31	2.66

Posouzení únosnosti základové půdy

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0.000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0.333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Návrhová únosnost základové půdy $R = 300.00 \text{ kPa}$

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1.40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 204.48 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy $R_d = 214.29 \text{ kPa}$

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

4 Závěr

Výpočtem bylo prokázáno, že navržený most z hlediska geometrických a materiálových charakteristik vyhovuje. V nosné konstrukce při dolním povrchu je navržena podélná výztuž R25/150, při horním povrchu podélná výztuž R16/150. Příčně je navržena rozdělovací výztuž R14/150. Při krajích nosné konstrukce jsou navrženy na metr šířky dvojstřížná smyková účka R16/150. Ve stojce jsou podélně navrženy R16/150, které jsou nutné z ohledem na minimální stupeň vyztužení. Únosnost základové spáry musí dosahovat min. 300 kPa.

V Liberci 11/2023

Ing. Libor Vykoukal