

NÁZEV STAVBY:

II/101 DRAHELČICE OBCHVAT, PŘIPOJENÍ ZE SJEZDU D5

OBJEDNATEL:



KRAJSKÁ SPRÁVA A ÚDRŽBA SILNIC
STŘEDOČESKÉHO KRAJE,
příspěvková organizace

ZBOROVSKÁ 11
150 21, PRAHA 5

ZHOTOVITEL:

SPOLEČNOST ASAG PRIS

VEDOUcí SPOLEČNOSTI:



AFRY CZ s.r.o.

MAGISTRŮ 1275/13
140 00 PRAHA 4

ÚČASTNÍK SPOLEČNOSTI:



SAGASTA s.r.o.

NOVODVORSKÁ 1010/14
142 00 PRAHA 4

ÚČASTNÍK SPOLEČNOSTI:



Projektční kancelář PRIS, spol. s.r.o.

OSOVÁ 717/20
625 00 BRNO

SOUŘADNICOVÝ S-JTSK, VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU:

Ing. JAN VANĚK

VYPRACOVAL:

Ing. LUBOMÍR MACURA

ZHOTOVITEL:



AFRY CZ s.r.o.

MAGISTRŮ 1275/13
140 00 PRAHA 4
tel.: +420 277 005 500
www.afry.cz

ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT:

Ing. LUBOMÍR MACURA

KONTROLOVAL:

Ing. VLADIMÍR PITÁK

ČÁST:

DOKUMENTACE OBJEKTŮ

STAVEBNÍ OBJEKT:

SO 205 - PODCHOD POLNÍ CESTY

PŘÍLOHA:

STATICKÝ VÝPOČET

KRAJ:

STŘEDOČESKÝ KRAJ

DATUM:

10/2024

STUPEŇ:

PDPS

MĚŘÍTKO:

-

Č. ZAKÁZKY:

2019/0161

ČÁST:

D.3.1

PŘÍLOHA Č.:

11

ČÍSLO PARE:

OBSAH

1. TECHNICKÁ ZPRÁVA K STATICKÉMU VÝPOČTU.....	3
1.1. ÚDAJE O STAVBĚ.....	3
1.2. ÚDAJE O STAVEBNÍKOVÍ.....	3
1.3. ÚDAJE O ZPRACOVATELI DOKUMENTACE.....	3
1.4. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O MOSTU.....	3
1.5. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY.....	4
1.1. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ ZHODNOCENÍ A DOPORUČENÍ	4
1.2. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ	5
1.2.1. Založení.....	5
1.2.2. Nosná konstrukce	5
1.2.3. Zásypy za opěrou, přechodová oblast.....	5
1.3. VÝPOČTOVÉ PROGRAMY.....	5
1.4. VÝCHODISKOVÉ PODKLADY.....	5
2. DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ	7
3. NOSNÍ KONSTRUKCE	8
3.1. ZÁKLADNÉ CHARAKTERISTIKY MATERIÁLŮ	8
3.1.1. Beton	8
3.1.2. Betonářská výztuž.....	8
3.2. ZJEDNODUŠENÝ VÝPOČTOVÝ MODEL NOSNÉ KONSTRUKCE	9
4. ZATÍŽENÍ.....	10
4.1. STÁLE - VLASTNÍ TÍHA (G_1).....	10
4.2. PROMĚNNÉ DLOUHODOBÉ (G_2)	10
4.3. POHYBLIVÉ ZATÍŽENÍ (Q_p)	10
4.3.1. Hodnoty regulačních součinitelů α	10
4.3.2. Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů	10
4.3.3. Svislá zatížení.....	11
4.3.4. Vodorovné zatížení	12
4.4. OSTATNÍ ZATÍŽENÍ (Q_1)	12
4.5. KLIMATICKÉ ZATÍŽENÍ (Q_2)	12
4.6. KOMBINACE ZATÍŽENÍ	13
4.7. VNITŘNÍ SÍLY.....	15
4.7.1. Mezní stav únosnosti	15
4.7.2. Mezní stav použitelnosti.....	16
4.8. POSOUZENÍ PRŮŘEZU.....	17
4.8.1. Průřez tl. 260mm - charakteristický řez (klenba, boční díl)	17
4.9. POSOUZENÍ PŘETVOŘENÍ KONSTRUKCE	18

5. ZALOŽENÍ MOSTU	19
6. ZÁVĚR.....	23

1. TECHNICKÁ ZPRÁVA K STATICKÉMU VÝPOČTU**1.1. Údaje o stavbě**

Stavební objekt: SO 205 – Podchod polní cesty
Kraj: Středočeský
Okres: Praha - západ
Katastrální území: Drahelčice [631531]
Předmět stavebního objektu: mostní objekt převádí silnici II/101 přes místní komunikaci
Staničení objektu: 0,519 102

1.2. Údaje o stavebníkovi

Název: Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje, p. o.
Sídlo: Zborovská 81/11, 150 21 Praha 5 – Smíchov
IČO/DIČ: 00066001/CZ00066001
Zastoupení: Mgr. Zdeněk Dvořák, MPA, ředitel

1.3. Údaje o zpracovateli dokumentace

Název: Společnost AFSAG PRIS s vedoucím účastníkem zhotovitelem:
AFRY CZ s.r.o.

Zastoupení: Ing. Petr Košan, jednatel
IČO/DIČ: 45306605/CZ45306605
Sídlo: Magistrů 1275/13, 140 00 Praha 4

Účastník: SAGASTA s.r.o.
Zastoupení: Ing. Jiří Čurda, jednatel
Ladislav Beran, jednatel
IČO/DIČ: 04598555/CZ04598555

Účastník: Projekční kancelář PRIS spol. s.r.o.
Zastoupení: Ing. Jiří Šrubař, jednatel
Ing. Martin Řehulka, jednatel
IČO/DIČ: 46974806/CZ46974806

1.4. Základní údaje o mostu

Stavební řešení objektu: novostavba
Nosná konstrukce: přesýpaná klenbová prefabrikovaná
Počet mostních otvorů: 1
Délka přemostění (mezi lící opěr): kolmá 5,70m; šikmá 5,806m
Rozpětí NK (teoretické ke střednici): kolmé 5,93m; šikmé 6,065m
Délka mostu (délka NK): kolmá 6,22m; šikmá 6,329m
Stavební výška: 1,416m

Výška mostu:	4,642m
Volná výška pod mostem:	3,226m (proměnlivá hodnota)
Šikmost mostu, velikost úhlu šikmosti:	79,3° (88,1 ⁸) (pravá)
Šířka mostu:	32,485m
Volná šířka mostu:	kolmá 9,5m; šikmá 9,67m
Šířka mezi zábradlím:	kolmá min. 20,16m (proměnlivá hodnota)
Plocha NK:	5,7*32,485 = 185,2m ²
Založení:	plošné
Návrhové zatížení:	silniční - zatížení mostů dopravou, ČSN EN 1991-2 ed. 2
	zemní tlak ČSN 73 0037

1.5. Geologické podmínky

V rámci předběžného geotechnického průzkumu zpracovaný firmou AF-CITYPLAN, s.r.o. z února roku 2020 byly v místě objektu realizovány tři svislé jádrové vrtty, každý o délce 6,0 m. V blízkosti mostního objektu se nachází vrt AFJ1 a AFJ2.

Vrt AFJ1, hloubka vrtu 6,0m, X=1 047 168.12, Y=759 458.21, Z=372,77m n.m.

- pro polohu viz situaci (půdorys)

0,00 - 1,00m	geotechnický typ GTAN konstrukční vrstva polní cesty, stavební rum, různorodé úlomky cihel, štěrku a betonu, antropogén (zatřídění dle ČSN 736133 Y-MG)
2,80 – 6,00m	geotechnický typ GT1 sprašová hlína, pevná až tuhá s nízkou/střední plasticitou (F6-CL, CI)
Podzemní voda:	hladina naražená – 3,5m hladina ustálená –

Vrt AFJ2, hloubka vrtu 6,0m, X=1 047 286.61, Y=759 470.61, Z=372,27m n.m.

- pro polohu viz situaci (půdorys)

0,00 - 1,80m	geotechnický typ GTAN konstrukční vrstva polní cesty, stavební rum, různorodé úlomky cihel, štěrku a betonu, antropogén (zatřídění dle ČSN 736133 Y-MG)
1,80 – 2,80m	geotechnický typ GTO původní humózní horizont, zbytky kořenů, tuhá hlína (F5-O)
2,80 – 6,00m	geotechnický typ GT1 sprašová hlína, pevná až tuhá s nízkou/střední plasticitou (F6-CL, CI)
Podzemní voda:	hladina naražená – 4,0m hladina ustálená –

1.1. Inženýrskogeologické zhodnocení a doporučení

Inženýrskogeologické podmínky pro inženýrské objekty jsou podle přílohy E.1 ČSN P 73 1005 složité, neboť horninové prostředí vykazuje nepříznivé geomechanické vlastnosti ve vztahu ke konstrukci (nízká deformační odolnost - potenciálně vysoké sedání). Konstrukci propustků lze považovat za obvyklý typ konstrukce s jednoduchými zatěžovacími podmínkami a způsob založení za typ se zanedbatelným rizikem. Dle ČSN P 73 1005 se konkrétně jedná o 2. stupeň pravděpodobnosti vzniku nežádoucího jevu a 2. stupeň relativní míry velikosti škody s celkovým výsledkem 1. třída rizika. Klasifikace konstrukce a míra rizik je stanovena ve spolupráci s projektantem. Geomechanické vlastnosti podloží se plošně nemění a propustky musí být konstrukčně upraveny pro eliminaci nepříznivých aspektů zakládání v polohách sprašových hlín. Tzn. propustky budou založeny plošně na štěrkopískovém polštáři a roznášecí železobetonové desce. Celkově jsou geotechnické podmínky pro inženýrské konstrukce klasifikovány jako 2. geotechnická kategorie.

S ohledem k typu a velikosti uvažovaných konstrukcí lze založení inženýrských objektů realizovat plošně, ale musí být pečlivě zhodnoceno celkové sedání. Potenciální nerovnoměrné sedání musí být eliminováno vhodnými konstrukčními úpravami. Agresivita podzemní vody na beton nebyla posouzena, neboť stavba do zvodnělých horizontů nezasahuje.

1.2. Technické řešení

1.2.1. Založení

Základová spára (ZS) musí být ochráněna před klimatickými vlivy, pojezdy stavebních mechanismů a pod. Po odtěžení výkopu na základovou spáru je nutné ZS ochránit (polštář, podkladní beton). Základová spára bude převzata a odsouhlasena odpovědným geotechnikem stavby. V případě zjištění nepříznivých základových poměrů po odkopání základové spáry, je třeba upřesnit způsob zakládání, toto bude předmětem geotechnika stavby, stavebního a autorského dozoru stavby. Založení všech konstrukcí bude v nezamrzlé hloubce. Mostný objekt bude dle geotechnického průzkumu založen v jílovitých zeminách typu F6/Cl. Uvažujeme s výměnou podloží. Je navržen roznášecí štěrkový polštář se štěrkodrti tl. 1,1m. Míra zhutnění podloží je $I_d \geq 0,80$ ($D \geq 95\%$ PS). Na štěrkový polštář se vybuduje nevzdušný podkladní beton C20/25 tl. 150mm, který bude přesahovat obrys základové desky o 500mm. Most bude založen plošně na základové desce tl. 250mm, která bude vyztužena ocelovou KARI sítí $\varnothing 8/100/100$, při spodním i horním povrchu. Deska bude přesahovat obrys nosné konstrukce o cca 500mm.

1.2.2. Nosná konstrukce

NK mostu je navržena jako přesýpaná železobetonová prefabrikovaná klenbová, plošně založená. NK tvoří 2x boční dílce a horní klenba, které tvoří jeden prstenec. Styk mezi nimi zajišťuje petlicový spoj. NK je sestavená ze 7ks klenbových, 2ks klenbových s římsou, 18ks bočních a 8ks křídlových dílců. Křídlové dílce budou zkoseny tak, aby kopírovali přilehlý silniční násep. Beton prefabrikátů je C50/60, tloušťka stěn je 260mm. Boční dílec je zakončený patkou šířky 1015mm. Mezi patkami je navrženo monolitické dno z betonu C30/37 tl. 300mm. Délka dílců je standardní 2490mm, spára mezi prstenci se uvažuje 25 ± 15 mm.

Uhel křížení osy komunikace a osy mostu nám určí šikmost mostu. Most je šikmý s uhem $79,3^\circ$. Kolmá světlost je 5,7m, délka mostu je 6,22m. NK bude ukončená 2ks krajními klenbovými dílci s římsou šířky 260mm.

Výstavba NK bude převedena za postupné montáže dílců za použití těžké kolesové techniky. Výroba, manipulace, doprava, montáž a zasypání prefabrikátů musí být dle technologického předpisu přesýpaných objektů.

1.2.3. Zásypy za opěrou, přechodová oblast

Přechodová oblast je navržena v souladu s ČSN 73 6244, VL4 a technologickým předpisem přesýpaných objektů. Materiál použitý do přechodové oblasti a obsypů musí kvalitativně splňovat nahoru uvedené předpisy a TP a TKP na které se odvolávají. Zásyp mostu bude proveden novým materiálem, který musí být propustný, nenamrzavý a dobře zhutnitelný. Obecné možno použít nesoudržný materiál z těžného štěrku, písku a štěrkodrti. Hutnění musí být symetrické po obou stranách a je doporučeno ho provádět po vrstvách 200~300mm. Míra zhutnění dle předpisů.

1.3. Výpočtové programy

MIDAS CIVIL	- výpočet rovinných a prostorových konstrukcí metodou konečných prvků
IDEA STATICA	- posuzování železobetonových průřezů
GEO 5	- návrh a posouzení geotechnických konstrukcí
AUTOCAD	- grafický editor
Microsoft EXCEL	- tabulkový editor

1.4. Východiskové podklady

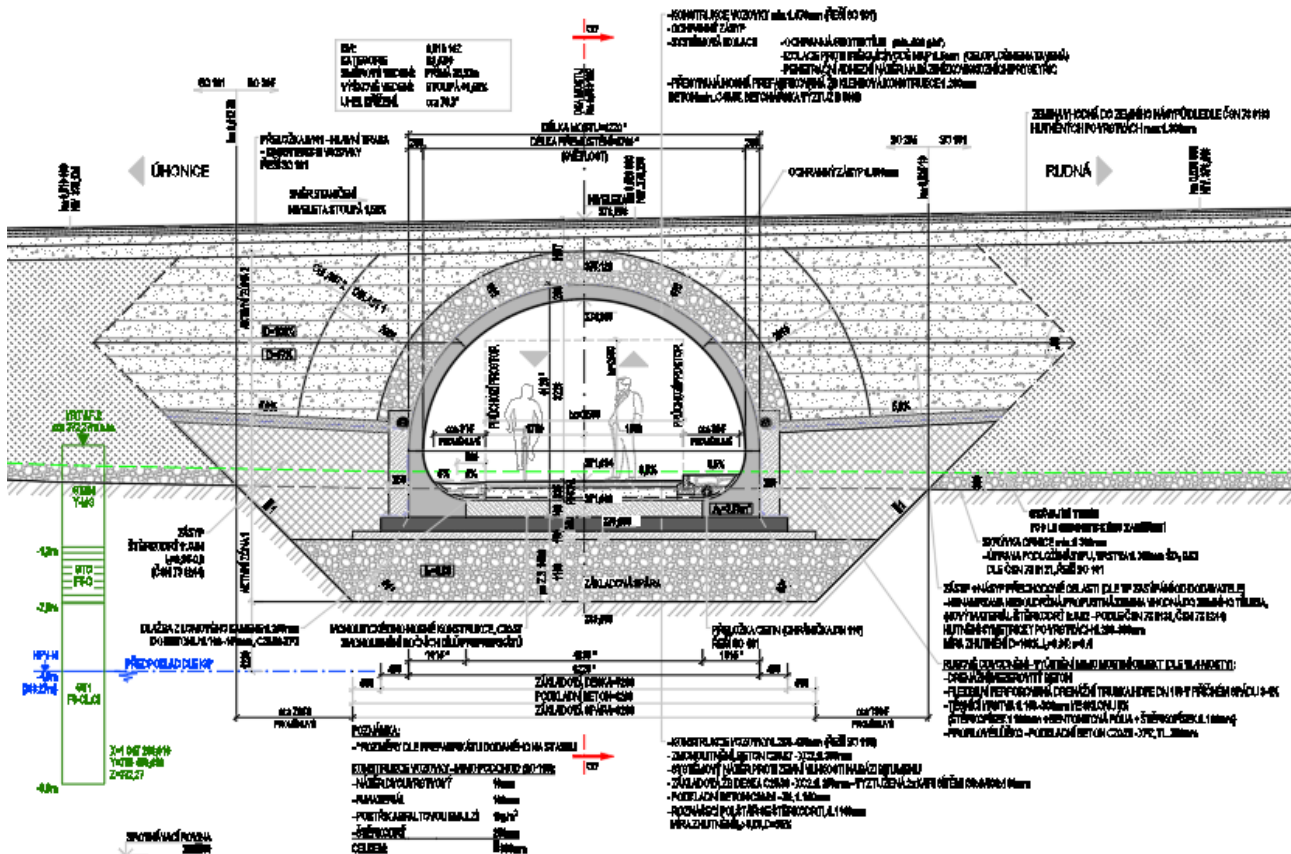
- obhlídka místa stavby, fotodokumentace
- inženýrsko-geologický průzkum a geotechnický průzkum

- geodetické zaměření v souřadnicovém systému S-JTSK, výškovém systému Balt p.v.
- technologický předpis přesýpaných objektů od dodavatele prefabrikátů

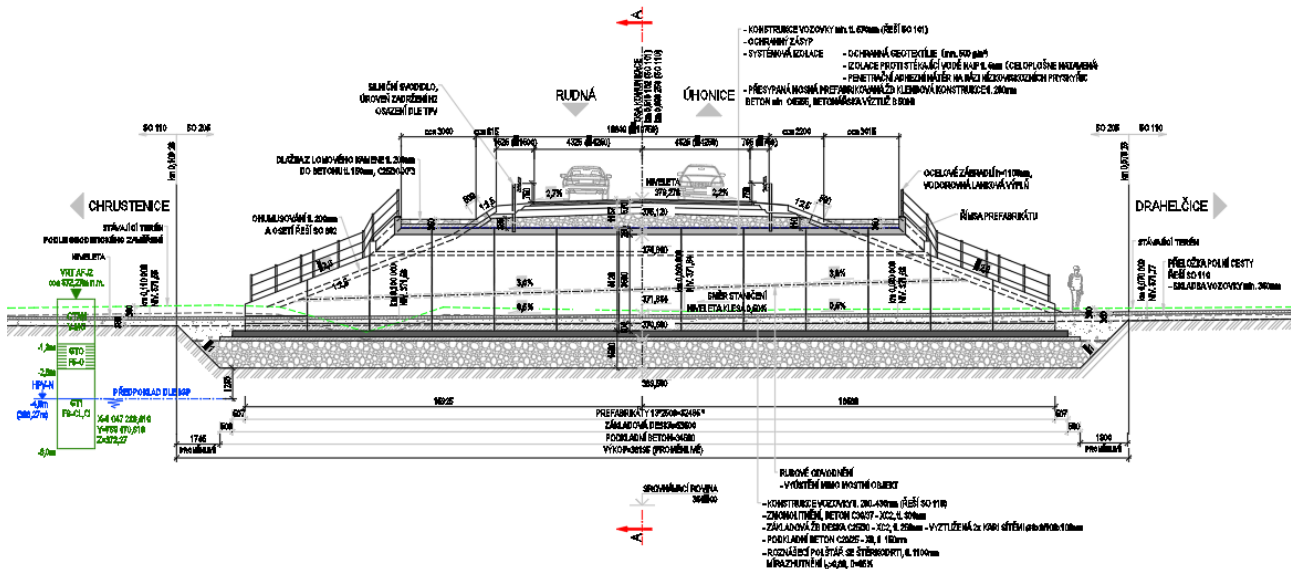
- | | |
|----------------------|---|
| [1] ČSN 72 1006 | Kontrola zhutnění zemin a sypanin |
| [2] ČSN 73 0037 | Zemní tlak na stavební konstrukce |
| [3] ČSN 73 6201 | Projektování mostních objektů |
| [4] ČSN 73 6133 | Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací |
| [5] ČSN 73 6200 | Mosty - Terminologie a třídění |
| [6] ČSN EN 206+A2 | Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda |
| [7] ČSN EN 1990 | Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí |
| [8] ČSN EN 1991-1-1 | Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní váha a užitná zatížení pozemních staveb |
| [9] ČSN EN 1991-1-4 | Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem |
| [10] ČSN EN 1991-1-5 | Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou |
| [11] ČSN EN 1991-1-7 | Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení |
| [12] ČSN EN 1991-2 | Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2. Zatížení mostů dopravou |
| [13] ČSN EN 1992-1-1 | Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby |
| [14] ČSN EN 1992-2 | Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady |
| [15] ČSN EN 1997-1 | Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla |
| [16] ČSN EN 1998-1 | Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby |
| [17] ČSN EN 1998-2 | Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 2: Mosty |
| [18] ČSN EN 1998-5 | Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 5: Základy, opěrné a zárubní zdi a geotechnická hlediska |
| [19] ČSN EN 13670 | Provádění betonových konstrukcí |

Poznámka: Popsány normy jsou v aktuálním platném znění.

2. DISPOZIČNÍ ŘEŠENÍ



Obr. Podélný řez komunikací



Obr. Příčný řez komunikací

3. NOSNÍ KONSTRUKCE

Předmětem statického výpočtu je základní posouzení hlavních průřezů mostní konstrukce, která přemostňuje polní komunikaci. Při návrhu a posouzení nosné konstrukce jsou použité v současnosti platné předpisy pro navrhování a posuzování betonových mostních konstrukcí.

Nosní konstrukce bude přesýpaná a je navržena z prefabrikovaných dílců. Vybraný dodavatel prefabrikátů (výrobce) zpracuje v rámci VTD:

- **podrobný statický výpočet prefabrikátů**
- **výkres tvaru a skladba prvků**
- **výkresy výztuže**

3.1. Základné charakteristiky materiálů

3.1.1. Beton

nosná konstrukce C50/60 (ČSN EN 206+A2)

charakteristická pevnost v tlaku	$f_{c,k} =$	50,0 MPa
redukční součinitel (pro mosty)	$\alpha_{cc} =$	0,90 $\alpha_{ct} = 1,00$
součinitel spolehlivosti materiálu pro základní kombinaci	$\gamma_c =$	1,5 (MSP $\gamma_c = 1,0$)
součinitel spolehlivosti materiálu pro mimořádnou kombinaci	$\gamma_c =$	1,2
28-dňový modul pružnosti	$E_{cm} =$	37 GPa
součinitel délkové tepelné roztažnosti	$\alpha_c =$	$1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
objemová tíha	$\rho_c =$	25,0 kN/m ³

základová deska C30/37 (ČSN EN 206+A2)

charakteristická pevnost v tlaku	$f_{c,k} =$	30,0 MPa
redukční součinitel (pro mosty)	$\alpha_{cc} =$	0,90 $\alpha_{ct} = 1,00$
součinitel spolehlivosti materiálu pro základní kombinaci	$\gamma_c =$	1,5 (MSP $\gamma_c = 1,0$)
součinitel spolehlivosti materiálu pro mimořádnou kombinaci	$\gamma_c =$	1,2
28-dňový modul pružnosti	$E_{cm} =$	32 GPa
součinitel délkové tepelné roztažnosti	$\alpha_c =$	$1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
objemová tíha	$\rho_c =$	25,0 kN/m ³

3.1.2. Betonářská výztuž

B 500B (ČSN EN 1992-1-1)

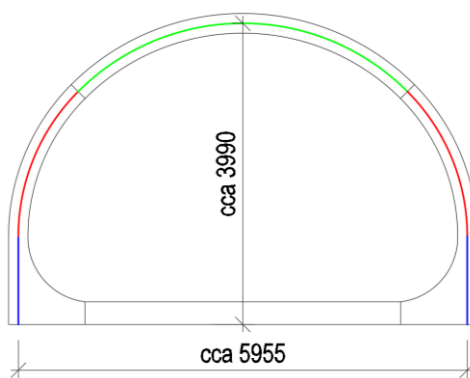
charakteristická mez kluzu	$f_{s,k} =$	500 MPa
součinitel spolehlivosti materiálu pro základní kombinaci	$\gamma_s =$	1,15 (MSP $\gamma_s = 1,0$)
součinitel spolehlivosti materiálu pro mimořádnou kombinaci	$\gamma_s =$	1,0
modul pružnosti v tlaku a tahu	$E_s =$	200 GPa
součinitel délkové tepelné roztažnosti	$\alpha_s =$	$1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
objemová tíha	$\rho_s =$	78,5 kN/m ³

3.2. Zjednodušený výpočtový model nosné konstrukce

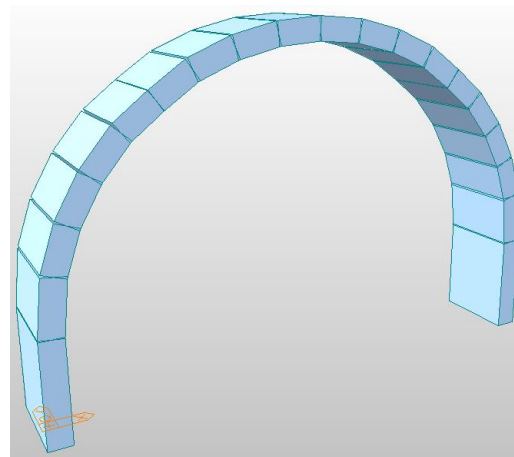
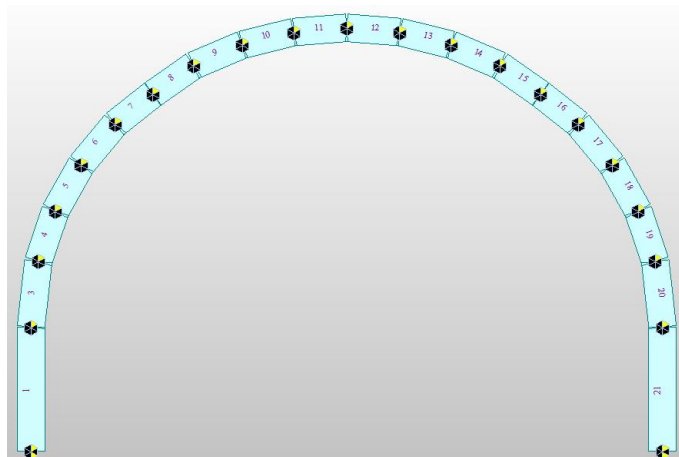
Výstavbu mostního objektu bude za postupné montáže prefabrikovaných dílců. Jeden prstenec se skládá z 2x boční dílů a 1x klenby. Styk mezi nimi zajišťuje petlicový spoj. Objekt je přesýpaný, nosná konstrukce má interakci se zásypem. Zасыпání je důležitou součástí výstavby.

Zjednodušený model je zpracovaný výpočtovým programem Midas Civil 2021. Statická schéma nosné konstrukce se uvažuje klenba plošně založená. Je uvažovaný prutový model na šířku 1bm, tvořen 2D prvky. Podkladem pro navrhovaný model je dispoziční řešení objektu. Rozpětí je 5,9m, tloušťka stěn je 260mm. V místě styku prefabrikátů je uvažovaný kloub. V místě uzlů jsou zadány pružinové konstanty modulu reakce podloží - ve vodorovném směru k_h , v místě základové spáry k_z podle předpokládané geologie a zásypu.

V modelu uvažujeme se zohledněním určitých zjednodušení a předpokladů. V případě geometrie nosné konstrukce jde hlavně o zanedbání patky. Při zatížení neuvažujeme podélný a příčný sklon nivelety. Uvažovaný prutový model, zadání zatížení a jeho výsledky jsou konzervativní.



Obr. Geometrická schéma NK - kolmý řez



Obr. Výpočtový model

4. ZATÍŽENÍ

Nosná konstrukce je přesýpaná. Na nosnou konstrukci v zemním tělese silničního násypu působí vlastní tíha jednotlivých částí mostní konstrukce, zemní tlak a účinky pohyblivých zatížení. Zatěžovací modely zahrnují dynamické účinky zatížení (kromě únavových účinků) od silniční dopravy. Ve výpočtu uvažujeme následující skupiny zatížení: G_1 - stálé zatížení; G_2 - proměnné dlouhodobé zatížení; Q -proměnné krátkodobé zatížení (zatížení dopravou).

V statickém výpočtu jsou posouzeny rozhodující průřezy monolitické nosné konstrukce. Zatížení bude přepočtené na 1bm šířky nosné konstrukce.

4.1. Stále - vlastní tíha (G_1)

$$\gamma_{G,sup} = 1,35 \quad \gamma_{G,inf} = 1,0 \quad g_{k,i} \text{ [kNm}^{-2}\text{]}$$

- vlastní tíha - generuje výpočtový program, $\gamma = 25 \text{ kNm}^{-3}$ g_1

4.2. Proměnné dlouhodobé (G_2)

$$\gamma_{G,sup} = 1,35 \quad \gamma_{G,inf} = 1,0$$

- vozovka - asfalt tl. 150mm, $\gamma = 24 \text{ kNm}^{-3}$	
sup $1,4 * 0,15 * 14 =$	2,94 kN/m ⁻²
inf $0,8 * 0,15 * 24 =$	2,88 kN/m ⁻²
- vozovka - podklad tl. 420mm, $\gamma = 20 \text{ kNm}^{-3}$	
$0,42 * 20 =$	8,40 kN/m ⁻²
- nadnásyp tl. 570mm, $\gamma = 20 \text{ kNm}^{-3}$	
$0,57 * 20 =$	14,40 kN/m ⁻²
- ochrana izolace - geotextílie	-
- izolace NAIP tl. 5mm, $\gamma = 14 \text{ kNm}^{-3}$	
sup $1,2 * 0,005 * 14 =$	0,084 kN/m ⁻²
Spolu:	$\Sigma = g_{2sup} = 28,7 \text{ kN/m}^{-2}$

4.3. Pohyblivé zatížení (Q_p)

Modely zatížení silniční dopravou uvažujeme dle ČSN EN 1991-2 ed.2. Charakteristické hodnoty zatížení jsou včetně dynamického součinitele.

$$\gamma_{Q,sup} = 1,35 \quad \gamma_{Q,inf} = 0,0$$

4.3.1. Hodnoty regulačních součinitelů α

Součinitel α uvažujeme pro skupiny pozemních komunikací 1, α_{Qi} a α_{qr} uvažujeme hodnotou 1,0.

Skupina 1 – všechny pozemní komunikace s výjimkou komunikací uvedených ve skupině 2;

Skupina 2 – silnice III. třídy předem stanovené příslušným úřadem, obslužné místní komunikace a účelové komunikace.

Tabulka NA.1 – Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR

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 $0,45 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 \sim 4 \text{ kN/m}^2$.

4.3.2. Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

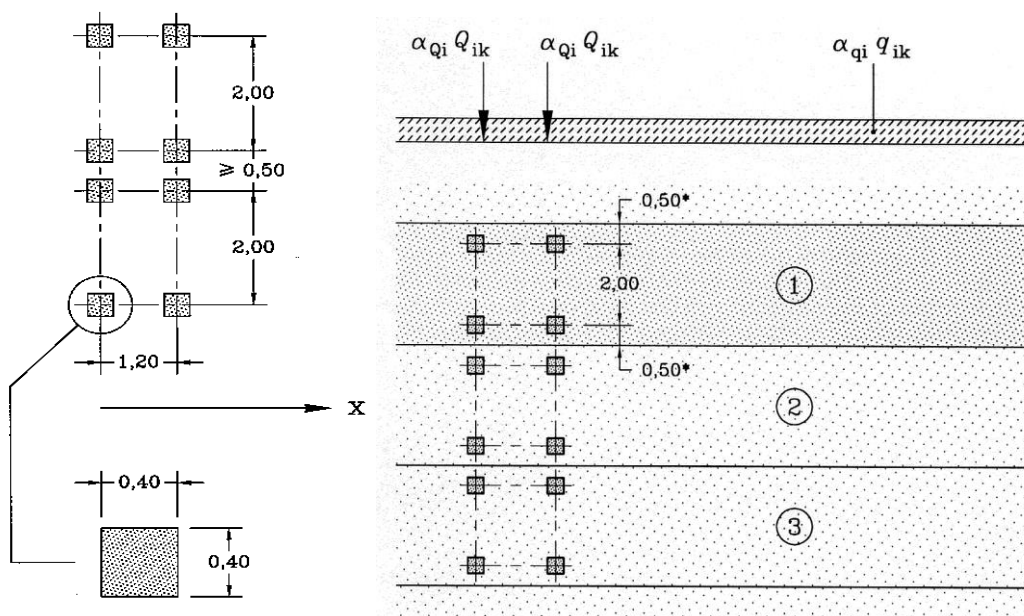
Šířka vozovky $w = 7\text{m}$, počet zatěžovacích pruhů 2 ($w_i = 3\text{m}$), šířka zbylé plochy 1m.

4.3.3. Svislá zatížení

Model zatažení 1 (Q_{LM1})

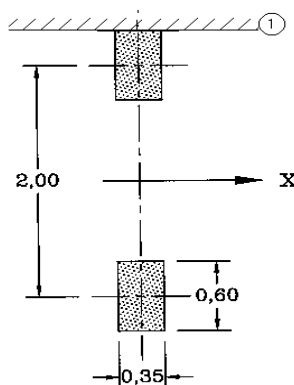
Tabulka 4.2 – Model zatížení 1 – charakteristické hodnoty

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
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5



Model zatížení 2 (Q_{LM2})

Schéma uvažuje jednonápravové zatížení s tíhou $Q_{ak} = 400\text{kN}$, $\beta_Q = 1,0$.



Model zatížení 3 (Q_{LM3})

Na komunikaci II. třídy neuvažujeme.

Model zatížení 4 (Q_{LM4})

Zatížení davem lidí neuvažujeme.

4.3.4. Vodorovné zatížení

Brzdné a rozjezdové síly (Q_{lk})

Brzdná síla Q_{lk} se uvažuje jako podélná síla působící v úrovni vozovky.

- na celou šířku mostu:

$$Q_{lk} = [0,6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{1k}) + 0,1 * \alpha_{Q1} * q_{1k} * w_i * L] \leq 900 \text{ kN}$$

$$180 * \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN} \quad 180 \text{ kN} \leq 370,4 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Odstředivé a jiné příčné síly (Q_{tk})

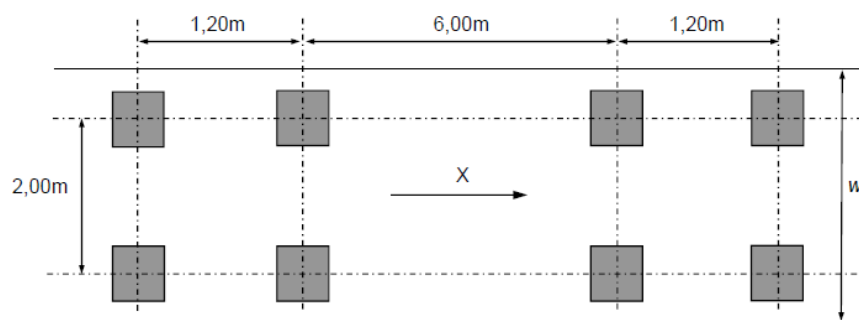
Příčné síly působící na povrchu vozovky zanedbáváme.

Zatížení na chodník (Q_{fk})

Na mostě se nenacházejí stezky, zatížení neuvažujeme.

Model zatížení na únavu 3, model jednotlivého vozidla (F_{LM3})

Součinitel zatížení je $\gamma_Q = 1,0$. Tíže každé nápravy má hodnotu 120kN.



4.4. Ostatní zatížení (Q_1)

Zemní tlak

Zemní tlak je uvažován na rub stěny nosné konstrukce jako zemní tlak v klidu podle ČSN EN 1997-1. Obsyp a zásyp mostní konstrukce je uvažován zeminou vhodnou do přechodové oblasti (např. štěrkodrt $\gamma_{\max} = 20,0 \text{ kNm}^{-3}$; $\varphi_{k,\min} = 30^\circ$; $c_{ef} = 0 \text{ kPa}$). Zemní tlak se uvažuje jako oboustranný.

$$h_i = m$$

$$\sigma_{1s} = 10,0 * h_i * 1 \text{bm (kN.m}^{-1}\text{)}$$

Hydrostatický tlak, vztlak

Zatížení od hydrostatického tlaku vyvolaného podzemní vodou není uvažováno, jelikož předpokládaná HPV podle IG průzkumu je pod základem NK.

4.5. Klimatické zatížení (Q_2)

Vítr

Zatížení větrem je uvažováno dle ČSN EN 1991-1-4. Nosní konstrukce je subtilní a na mostě se nenachází protihluková stěna, statický a dynamický vítr v příčném i v podélném směru na nosnou konstrukci neuvažujeme.

Teplota

Uvažujeme rovnoměrnou složku teploty oteplení, resp. ochlazení dle ČSN EN 1991-1-5.

$$\gamma_{T,\text{sup}} = 1,50 \quad \gamma_{T,\text{inf}} = 0,0 \quad \alpha_T = 1,0 * 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}.$$

typ nosné konstrukce:

3 - betonová deska

teplotní oblast:

Drahelčice (okres Praha-západ)

tloušťka mostního svršku:

přesýpaný objekt

max. teplota vzduchu v stínu:

$$T_{\max} = 40\text{ °C} \quad (30\text{ °C} \leq T_{\max} \leq 50\text{ °C})$$

min. teplota vzduchu v stínu:

$$T_{\min} = -32\text{ °C} \quad (-50\text{ °C} \leq T_{\min} \leq 0\text{ °C})$$

počáteční teplota:

$$T_0 = +10\text{ °C}$$

 $T_{e,\min}$ - min. složka rovnoměrný teploty:

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = -24\text{ °C}$$

 $T_{e,\max}$ - max. složka rovnoměrný teploty:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 1,5 = 41,5\text{ °C}$$

celkový rozsah:

$$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} = 41,5 - (-24) = 65,5\text{ °C}$$

zkrácení:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 10 - (-24) = 34\text{ °C}$$

roztažení:

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

4.6. Kombinace zatížení

 Kombinace návrhových zatížení a součinitele zatížení ψ jsou vytvořeny podle ČSN EN 1990.

Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	0,75	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	0	0
Zatížení větrem	F_{wk}				
	- Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	- Provádění		0,8	-	0
	F_w^*		1,0	-	-
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení sněhem	$Q_{sn,k}$ (během provádění)	0,8	-	-
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	-	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům α_{0i} , α_{qi} , α_{qr} a β_0 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 α . Např. hodnota ψ_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.

²⁾ Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_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.

Tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B)

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

(*) 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.^{NP20)}

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ a ξ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ a ξ následující:^{NP20)}

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

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

$\gamma_Q = 1,35$, 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, 26³⁾ a 27³⁾), 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;²⁾

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

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

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ , které se použijí pro vynucená přetvoření.

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

Poznámka: Pro mezní stavy použitelnosti platí stejná pravidla, jen $\gamma=1,0$.

 Tabulka 4.4a – Stanovení sestav zatížení dopravou (charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení)^{NP21)}

		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 ^a	odstředivé síly a příčné síly ^a	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				NP21)	NP21)	kombinační hodnota ^b
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^d							charakteristická hodnota ^c
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A ^{NP16)}		charakteristická hodnota ^{NP16)}		NP18)	NP20)	
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								

^a Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy).

^b Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m².^{NP21)}

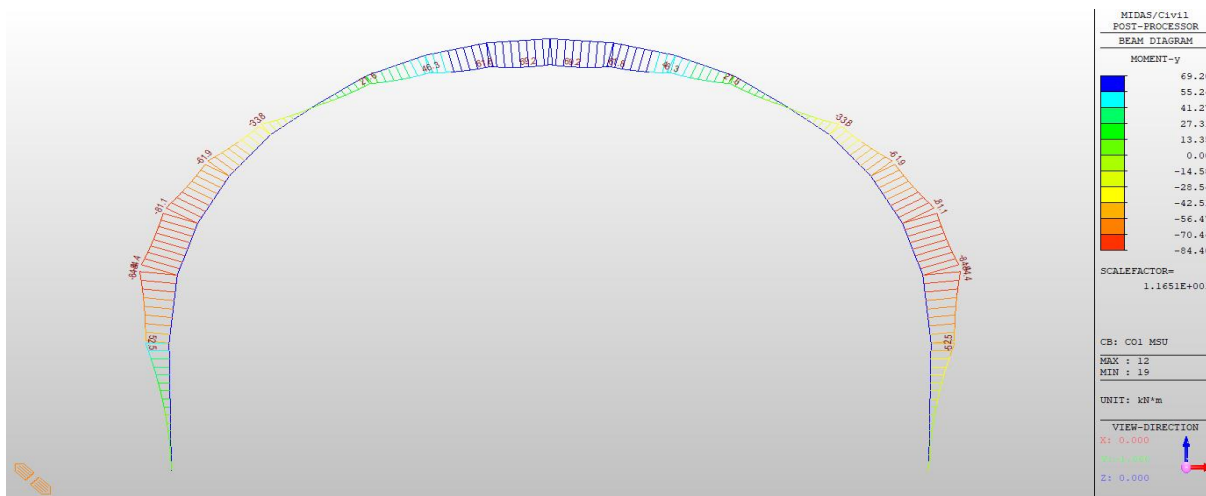
^c Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.

^d Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.

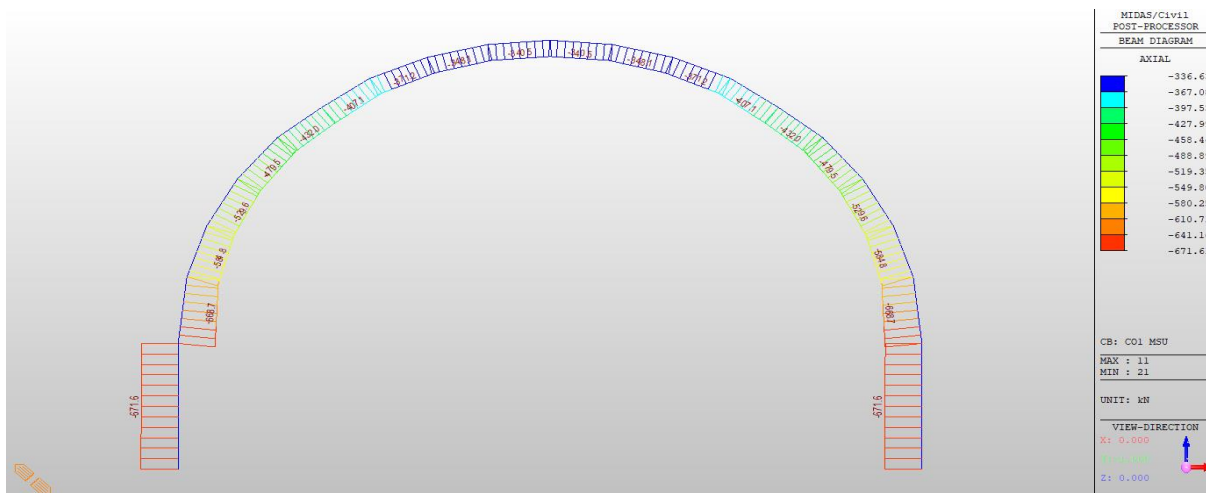
4.7. Vnitřní síly

Vnitřní síly na konstrukci jsou vykresleny jako obálky od rozhodujících kombinací.

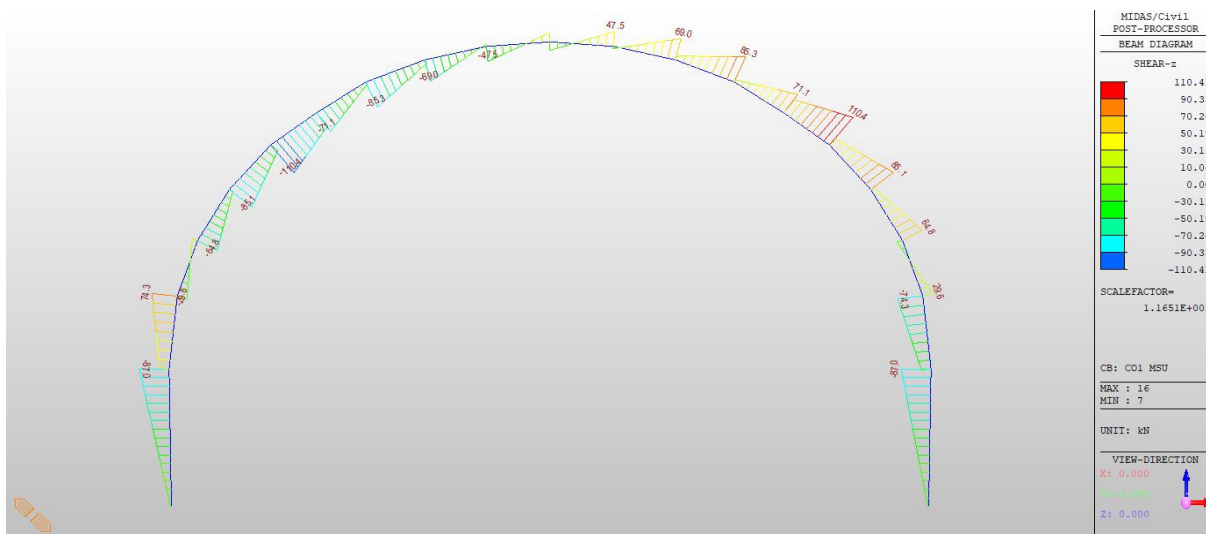
4.7.1. Mezní stav únosnosti



Obr. Ohybové momenty M_y od kombinace CO1 [kNm]

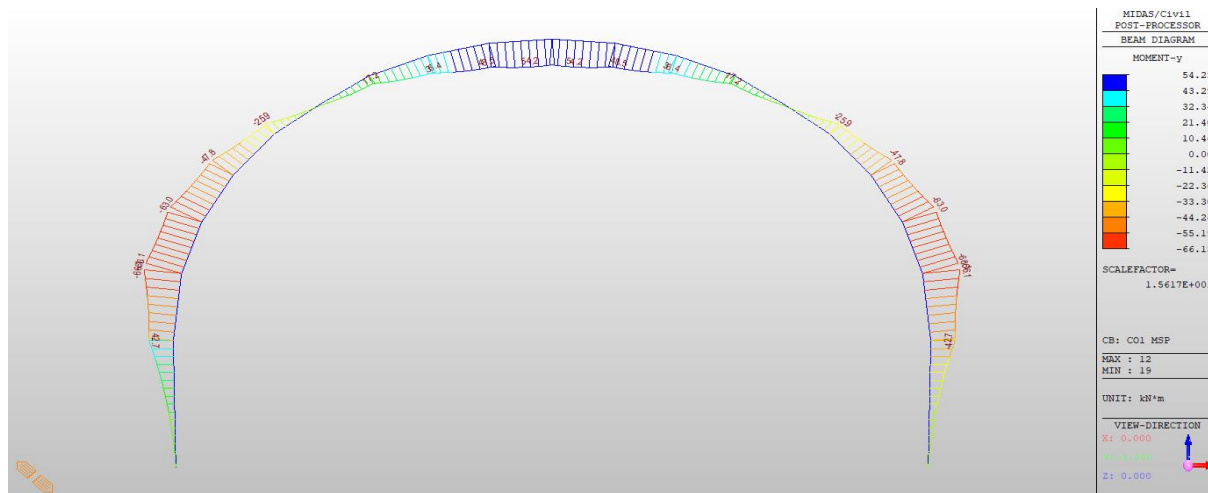
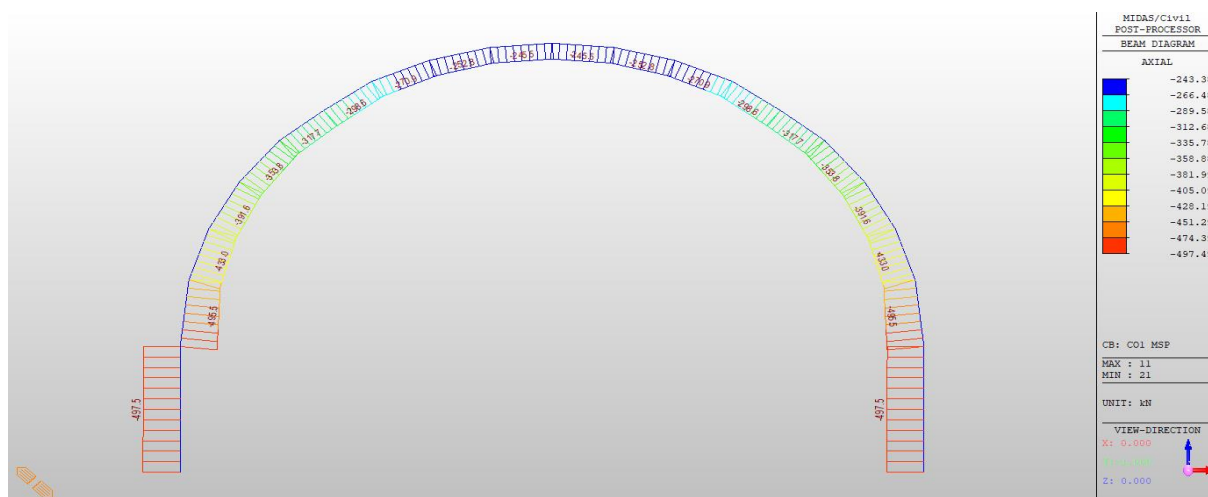
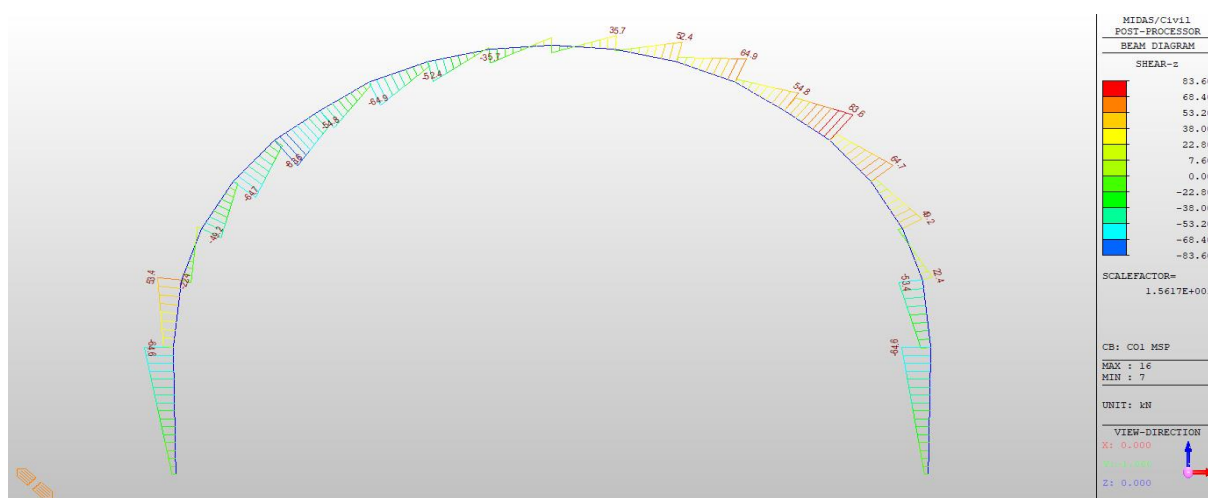


Obr. Normalové síly N_x od kombinace CO1 [kN]



Obr. Posouvající síly V_z od kombinace CO1 [kNm]

4.7.2. Mezní stav použitelnosti


 Obr. Ohybové momenty M_y od kombinace CO2 [kNm]

 Obr. Normalové síly N_x od kombinace CO2 [kN]

 Obr. Posouvající síly V_z od kombinace CO2 [kNm]

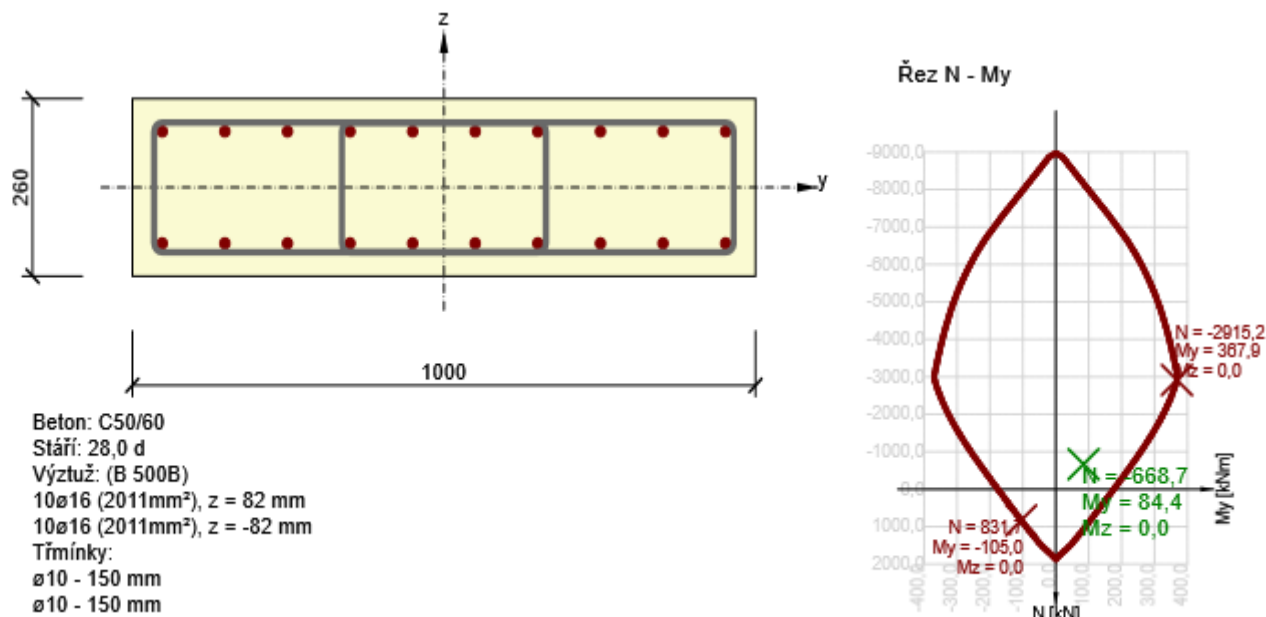
4.8. Posouzení průřezu

Návrh a posouzení výztuže charakteristického průřezu nosné konstrukce byl proveden v programu IDEA Statica, modul RCS.

Národní norma	EN 1992-1-1:2014-12, CSN:2016-04/NA:2012-01
Návrhová životnost	100 let

4.8.1. Průřez tl. 260mm - charakteristický řez (klenba, boční díl)

Z hlediska dopravy, manipulace prefabrikátů a MSP šířky trhlin je nosná výztuž navrhnutá po á 100mm, rozdělovací po max. á 150mm.



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	-668,7	0,0	110,4	0,0	84,4	0,0
Celkové	Charakteristická	-495,5	0,0	83,6	0,0	66,1	0,0
Celkové	Kvazistálá	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Souhrn

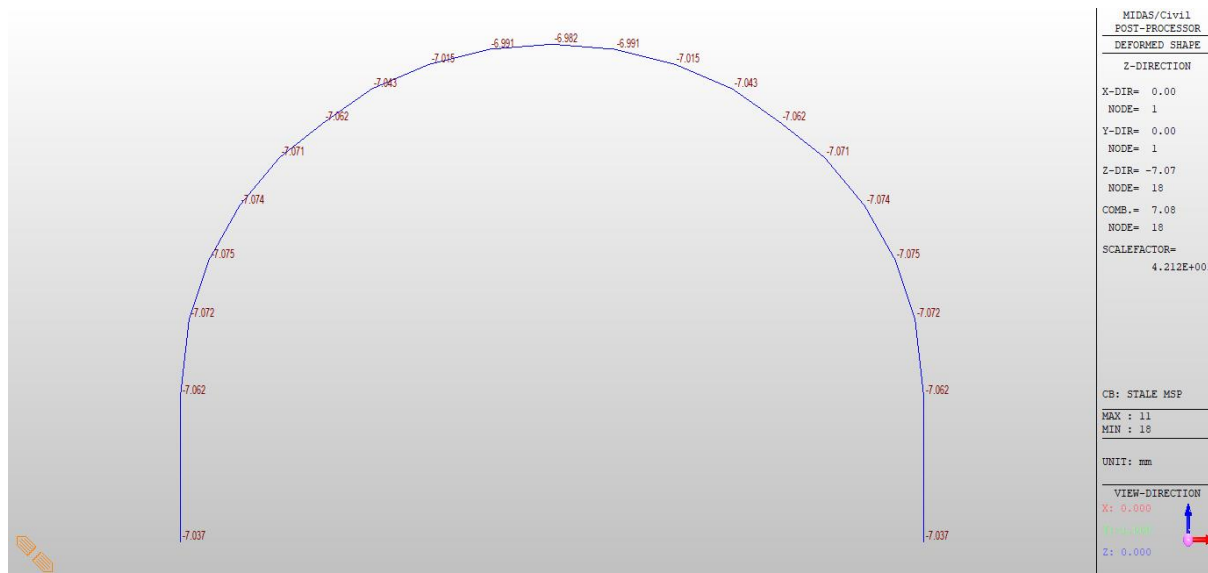
Rozhodující typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Smyk	-668,7			110,4	0,0	41,9	OK
Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Hodnota [%]	Posudek
Únosnost N-M-M	-668,7	84,4	0,0			22,9	OK
Smyk	-668,7			110,4	0,0	41,9	OK

Mezní hodnota využití průřezu: 100,0 %

4.9. Posouzení přetvoření konstrukce

Ověříme maximální hodnotu průhybu mostní konstrukce δ_h od zatížení $G_1 + G_2$, $\gamma_G=1,0$. Kritérium ve smyslu ČSN EN 1990, ČSN EN 1991-2:

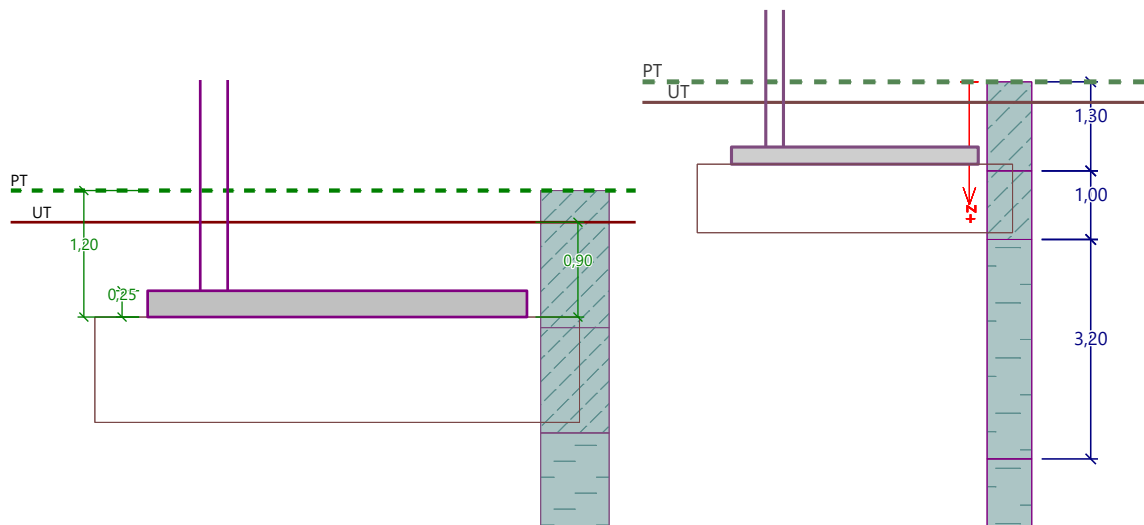
$$\delta_h = 7,1\text{mm} \leq \delta_{h,lim} = \frac{L}{500} = \frac{5960}{500} = 11,9\text{mm} \quad \square \quad \text{vyhovuje}$$



Obr. Deformace v směre „z“ od rozhodující kombinace (mm)

5. ZALOŽENÍ MOSTU

Při posouzení založení uvažujeme určité zjednodušení, reakce působící na základ jsou převzatá z modelu NK.



Posouzení plošného základu

Vstupní data

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Sedání

Metoda výpočtu : ČSN 73 1001 (Výpočet pomocí edometrického modulu)

Omezení deformační zóny : procentem Sigma, Or

Koef. omezení deformační zóny : 10,0 [%]

Patky

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

Posouzení tažené patky : standardní postup

Dovolená excentricita : 0,333

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)			
Trvalá návrhová situace			
		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce svislé únosnosti :	$\gamma_{Rvs} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce vodorovné únosnosti :	$\gamma_{Rhs} =$	1,10 [-]	

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída F5, konzistence tuhá		21,00	12,00	20,00	10,00	



Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
2	Třída F6, konzistence pevná, $S_r > 0,8$		19,00	16,00	21,00	11,00	
3	Třída G1, středně ulehlá		38,50	0,00	21,00	11,00	

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

Parametry zemín

Třída F5, konzistence tuhá

Objemová tíha :	γ	=	20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	21,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	12,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	8,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,00 kN/m ³

Třída F6, konzistence pevná, $S_r > 0,8$

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	19,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	16,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	15,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

Třída G1, středně ulehlá

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	38,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Edometrický modul :	E_{oed}	=	355,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

Založení

Typ základu: základový pas

Hloubka od původního terénu	h_z	=	1,20 m
Hloubka základové spáry	d	=	0,90 m
Tloušťka základu	t	=	0,25 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0,00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0,00 °

Objemová tíha zeminy nad základem = 20,00 kN/m³

Geometrie konstrukce

Typ základu: základový pas

Celková délka pasu	=	32,50 m
Šířka pasu (x)	=	3,60 m
Šířka sloupu ve směru x	=	0,26 m
Objem pasu	=	0,90 m ³ /m

Zadané zatížení je uvažováno na 1bm délky pasu.

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Třída G1, středně ulehlá

Přesah ŠP polštáře mimo základ	d_{sp}	=	0,50 m
Hloubka štěrko-pískového polštáře	h_{sp}	=	1,00 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$

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

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti

$$E_{cm} = 33000,00 \text{ MPa}$$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu





$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,30	0,00 .. 1,30	Třída F5, konzistence tuhá	
2	1,00	1,30 .. 2,30	Třída F5, konzistence tuhá	
3	3,20	2,30 .. 5,50	Třída F6, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	
4	-	5,50 .. ∞	Třída F6, konzistence pevná, $S_r > 0,8$	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN/m]	M_y [kNm/m]	H_x [kN/m]
	nové	změna					
1	Ano		MSU	Návrhové	676,1	0,00	8,40
2	Ano		MSP	Užitné	497,5	0,00	2,80

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro odvozené podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
MSU	Ano	-0,94	0,00	306,35	384,50	79,68	Ano
MSU	Ne	-0,88	0,00	313,31	388,13	80,72	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 158,36 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 58,62 \text{ kN/m}$

Výpočet únosnosti stanoven pod šterkopískovým polštářem.

Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 5,20 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 13,40 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 388,13 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 313,31 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,262 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,262 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (MSU)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 11,39 \text{ kN}$

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 330,44 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 8,40 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Sednutí a natočení základu - vstupní data

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Výpočet proveden s uvažováním koeficientu κ_1 (vliv hloubky založení).

Napětí v základové spáře uvažováno od upraveného terénu.

Spočtená vlastní tíha pasu $G = 20,70 \text{ kN/m}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 43,42 \text{ kN/m}$

Sednutí středu délkové hrany $= 18,9 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 1 $= 44,6 \text{ mm}$

Sednutí středu šířkové hrany 2 $= 29,4 \text{ mm}$

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 76,82 \text{ MPa}$

Základ je ve směru délky poddajný ($k=0,14$)

Základ je ve směru šířky tuhý ($k=6,71$)

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,288 < 0,333$

Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,288 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu $= 46,2 \text{ mm}$

Hloubka deformační zóny $= 11,49 \text{ m}$

Natočení ve směru šířky = $4,230$ ($\tan \cdot 1000$); ($2,4E-01$ °)

Pro konečné celkové sadnutí platí limitní hodnota 50mm.

VYHOVUJE

6. ZÁVĚR

Na základě vyhodnocení výsledku statického výpočtu je možné konstatovat, že navrhnutá konstrukce v smyslu platných norem a předpisů vyhovuje pro uvažované zatažení, geometrické uspořádání, materiálové charakteristiky a závěry z geotechnického průzkumu.

Předkládaná PD slouží k nacenění stavebních prací a k výběru zhotovitele, v dalším stupni bude provedena RDS. Jako podklad pro RDS bude zpracovaná VTD prefabrikátů od konkrétního dodavatele.

V Žiline, 10/2024

Ing. Lubomír Macura
AFRY CZ s.r.o.
tel.: +421 910 384 957
e-mail: lubomir.macura@afry.com