

Souřadnicový systém: S-JTSK

Výškový systém: Bpv

ZHOTOVITEL:

ATELIÉR PROJEKTOVÁNÍ INŽENÝRSKÝCH STAVEB s.r.o.


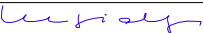
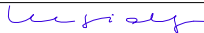
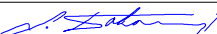
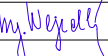
AKCE:

II/106 KRŇANY, OBCHVAT

OHRADNÍ 24B
140 00 PRAHA 4
IČ: 61853267



tel: 241 481 215
e-mail: viktor.nejedly@apis-sro.eu
www: www.apis-sro.eu

INVESTOR:	HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU: Ing. Viktor NEJEDLÝ	ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT: Ing. Viktor NEJEDLÝ	tel: 241 481 215 e-mail: viktor.nejedly@apis-sro.eu www: www.apis-sro.eu		
 STŘEDOČESKÝ KRAJ Zborovská 11 150 21 Praha 5					
	VYPRACOVAL: Ing. Libor POKORNÝ	KONTROLOVAL: Ing. Karel NEJEDLÝ	ZAK. ČÍSLO: 3279/08		
			FORMÁTŮ A4: 28		
KRAJ: STŘEDOČESKÝ	OKRES: BENEŠOV		DATUM: ÚNOR 2025		
ČÍSLO SO: 201	NÁZEV SO: PODCHOD PRO SKOT V KM 0,403 42		STUP.PD:	MĚŘITKO:	PŘÍLOHA:
NÁZEV PŘÍLOHY:	STATICKÝ VÝPOČET		PDPS	---	5

STATICKÝ VÝPOČET

k PDPS

II/106 Krňany, obchvat část dok. D.1.2 Stavebně konstrukční řešení SO 201 – Podchod pro skot v km 0,403 42

**Objednatel
části PD:**

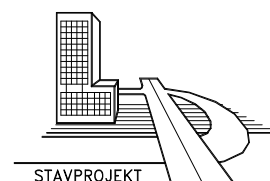
APIS s.r.o.
Ohradní 24B
140 00 Praha 4.

**Zhotovitel
části PD:
(Projektant)**

Ing. Libor Pokorný
Hanusova 11/86
140 00 Praha 4

=====

Projektování, statické výpočty



Stupeň PD:

PDPS

Datum:

02. 2025

Obsah:

strana:

1. Předmět statického výpočtu	1
2. Podklady	2
3. Použité normy a literatura	2
4. Konstrukce podchodu	3
5. Založení podchodu	25
6. Závěr	27

1. Předmět statického výpočtu.

Předmětem statického výpočtu v dokumentaci provedení stavby je výpočet a dimenzování hlavních nosných prvků podchodu a návrh jeho založení pod novou komunikací II/106.

Konstrukce podchodu se nachází v zářezu do původního terénu a z části v násypu silničního tělesa. Podle mostního názvosloví jde z hlediska polní cesty o most s přesypávkou, z hlediska komunikace o podchod.

Nový most je navržen na skupinu pozemních komunikací 1 a pro zatěžovací model LM1 dle ČSN EN 1991-2 :

Pro šířku vozovky 6,5 m se uvažují dva zatěžovací pruhy.

Regulační součinitelé	zatěžovací pruh 1	$\alpha_{Q1} = 1,0;$	$\alpha_{q1} = 1,0;$
	Zatěžovací pruh 2	$\alpha_{Q2} = 1,0;$	$\alpha_{q2} = 2,4;$

Základní údaje o mostu (podchodu):

Charakteristika podchodu (mostu)	-	silniční (silnice II. třídy), přes polní cestu, trvalý, nepohyblivý, kolmý, přímý, o jednom poli, železobetonový, v příčném řezu uzavřený rám,
Délka „přemostění“	-	3,000 m
Délka mostu (= šířka podchodu)	-	3,600 m
Délka nosné konstrukce (kolmo)	-	3,600 m
Rozpětí pole	-	3,300 m
Šikmost (úhel křížení)	-	90,00°
Šířka mostu (délka podchodu)	-	13,530 m (vč. křídel 20,940 m)
Výška mostu	-	4,030 m (niveleta komunikace – povrch cesty v ose komunikace)
Stavební výška	-	1,430 m
Plocha nosné konstrukce mostu	-	48,708 m ² (horní deska uzavřeného rámu)
Zatížení podchodu	-	zatěžovací model LM1 dle ČSN EN 1991-2

2. Podklady.

- 2.1 - DSP „II/106 Krňany, obchvat“, část D.1.2.1, SO Podchod pro skot v km 0,403 42 (12. 2023 APIS s.r.o., Ohradní 24B, 140 00 Praha 4)
- 2.2 - Předběžný geotechnický průzkum, INSET s.r.o., Praha 3, Lucemburská 1197/7 (12. 2020 – 04. 2021)
- 2.3 - II/106 Krňany – obchvat - Doplnující inženýrskogeologický průzkum (GEM, Mgr. Luděk Žabka, 02. 2022, Liberec)
- 2.4 - Zadání, konzultace (APIS s.r.o. – průběžně)

3. Použité normy a literatura.

ČSN EN 1990	-	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991	-	Zatížení konstrukcí
ČSN EN 1991-2	-	Zatížení konstrukcí – Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992	-	Navrhování betonových konstrukcí
ČSN EN 1992-2	-	Navrhování betonových konstrukcí – Betonové mosty
ČSN EN 1997	-	Navrhování geotechnických konstrukcí
TP 4	-	Statika stavebních konstrukcí
TP 45	-	Zatížení stavebních konstrukcí
TP 51	-	Statické tabulky
ČSN EN 206-1	-	Beton – vlastnosti, výroba, ukládání a kritéria hodnocení
ČSN 730037	-	Zemní tlak na stavební konstrukce
ČSN 731001	-	Základová půda pod plošnými základy
ČSN 733050	-	Zemní práce
ČSN 736200	-	Mosty – Terminologie a třídění
ČSN 736201	-	Projektování mostních objektů
ČSN 736222	-	Zatížitelnost mostů pozemních komunikací
TP	-	Doporučení pro navrhování nových a posuzování stávajících betonových mostů PK MDS
TP 114	-	Svodidla na pozemních komunikacích – Zatížení ...

TP 203 Ocelová svodidla (svodnicového typu) – technické podmínky
 TKP D Kap.6 – Mostní konstrukce a objekty MD
 Vzorové listy staveb pozemních komunikací – VL 4 Mosty MD
 Směrnice pro dokumentaci staveb PK MD-OI

Janda, ... - Betonové mosty
 DOS T Silniční záchytné systémy soubor 5: č.10 ČKAIT

5. Konstrukce podchodu.

Konstrukce podchodu je navržena jako celek z monolitického železobetonu, v příčném řezu ve tvaru uzavřeného obdélníkového rámu. Na koncích jsou boční stěny a základová deska prodlouženy až k patě násypu silničního tělesa (horní okraj stěn klesá rovnoběžně se sklonem svahů). Boční stěny se základovou deskou v místech vyústění podchodu ze silničního násypu zajišťují vstupy do podchodu proti zemnímu tlaku silničního tělesa. Horní deska je na koncích lemována římsami, které ohraničují přesypávku nad podchodem, tloušťky cca 0,35–0,95 m. Nad přesypávkou (= zemní pláň) je navržena vozovka o tl. 0,47 m.

Dle předběžného geotechnického a doplňujícího inženýrsko-geologického průzkumu bude konstrukce podchodu nad hladinou podzemní vody.

Založení objektu je navrženo jako plošné, na železobetonové desce tl. 0,3 m. Základovou půdu tvoří pevný písčitý jíl o mocnosti asi 3,00 m. Jíl dále přechází do střednězrnného středně ulehlého hlinitého písku s ojedinělými reliktami a úlomky granodioritu o velikosti do 5 cm. V hloubce 3,80 m (okolo kóty 365,30 m n. m.) písek přechází do zcela zvětralého granodioritu s velmi nízkou pevností. Dle ČSN P 73 1005 jsou pokryvným zeminám přiřazeny symboly MSO, CS a SM, podložnímu granodioritu třída R5.

Základové poměry v místě stavby mostu (podchodu) jsou jednoduché.

Tabulka č. 1 - Základní údaje o provedeném vrtu a archivních vrtech (Vašák 2021)

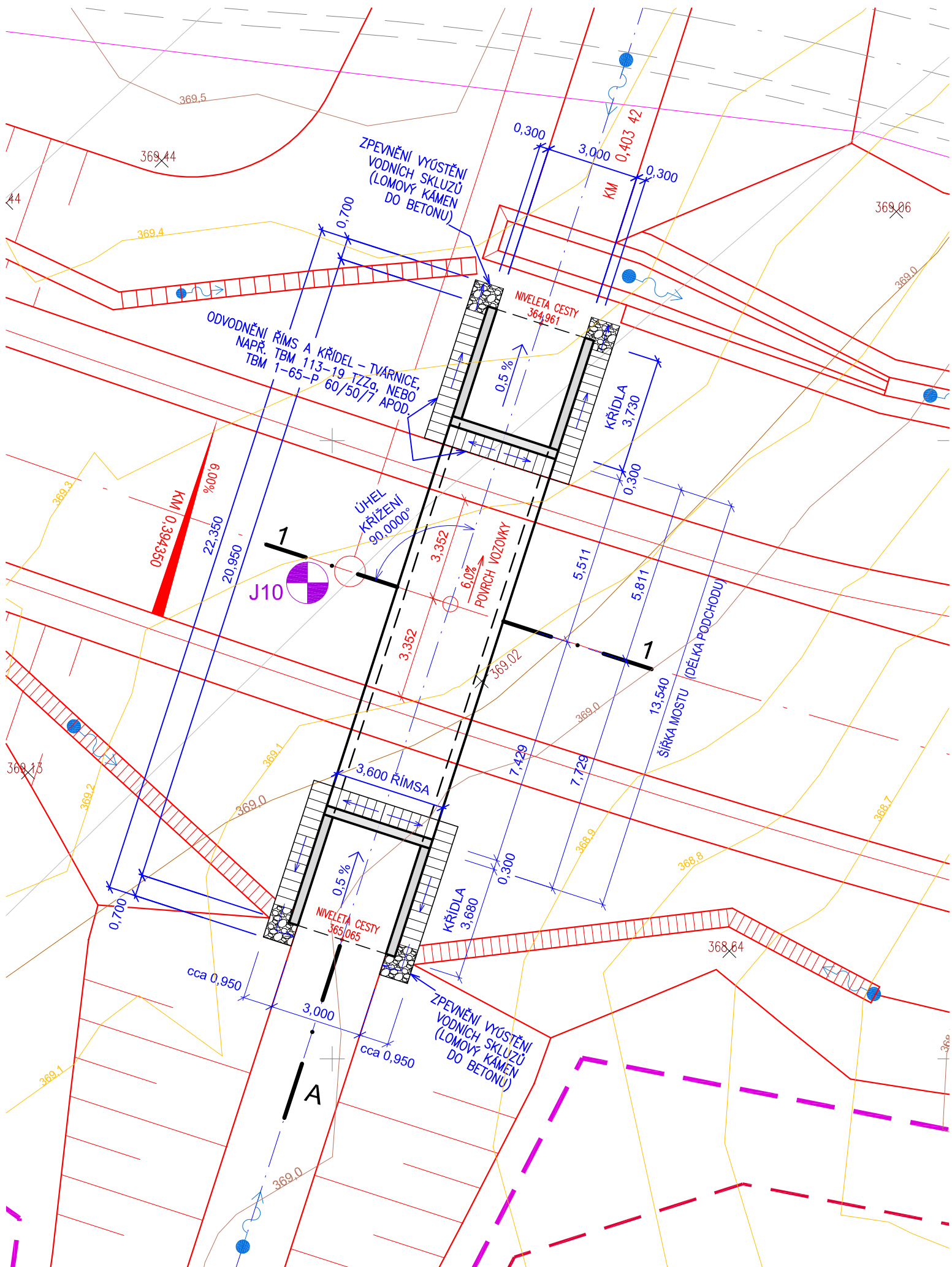
Onačení vrtu	Hloubka m	Ústí vrtu* m n. m.	Podzemní voda m p. t. / m n. m.	Mocnost kvartéru m	Zvětralý povrch plutonu m p. t. / m n. m.
J10	5,00	369,10	nezjištěna	3,80	3,80 / 365,30
Vašák 2021	JV3	4,00	370,16	nezjištěna	4,00
	JV4	10,00	368,65	nezjištěna	3,40
					3,40 / 365,25

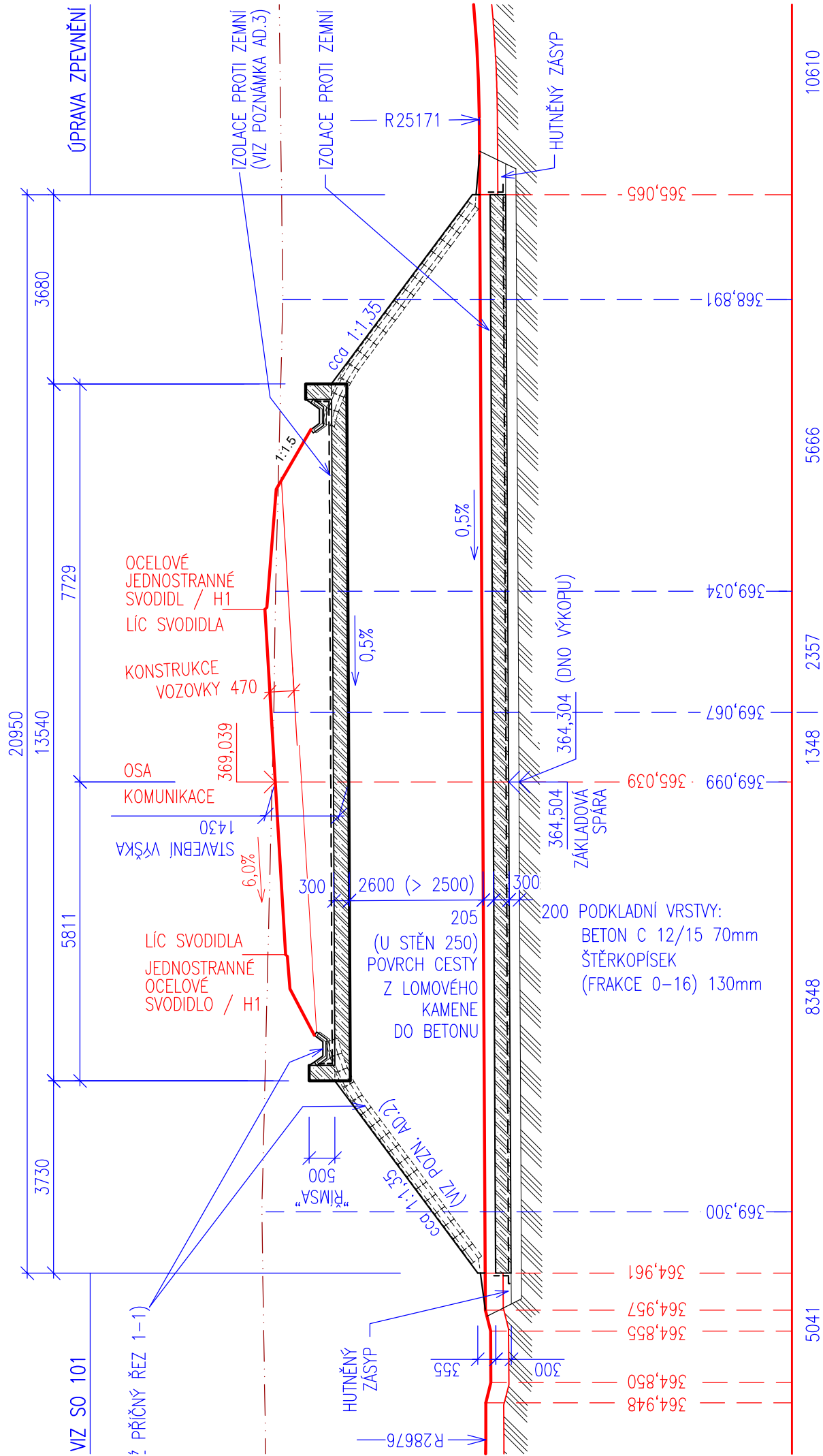
Tabulka č. 2 – Očekávané charakteristiky zemin a hornin na lokalitě

Stručný popis		ČSN P 73 1005	σ_c MPa	γ kN.m ⁻³	E_{def} MPa	$c_{ef/u}$ kPa	$\phi_{ef/u}$ °	Únosnost kPa
jíl písčitý	pevný	CS	-	18,5	5	14/70	22/5	250
písek hlinitý	středně ulehlý	SM	-	18,0	10	0/-	28/-	200
granodiorit	zcela zvětralý	R5	1,5	-	100	-	-	300

Na vozovce budou osazeny jednostranná ocelová svodidla s úrovní zadržení H1. Předem není známo rozmístění sloupků, které mohou překlenout konstrukci podchodu nebo bude nutné jednu dvojici protějších sloupků kotvit do stropu podchodu. V tomto stupni projektové dokumentace bude uvažováno s ukotvením jedné dvojice sloupků svodidel v nejneprůzračnější poloze z hlediska účinku na konstrukci, který odpovídá zadané úrovni zadržení.

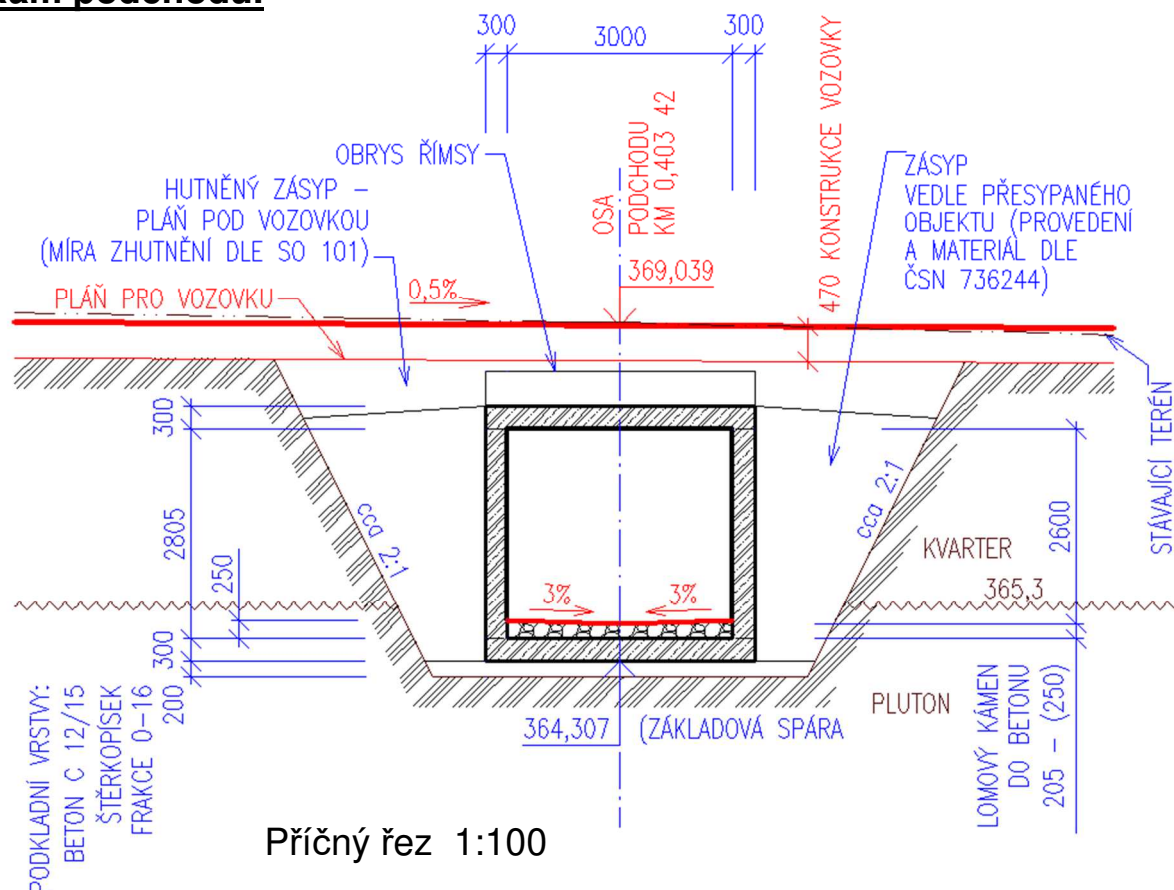
SITUACE - PŮDORYS 1:150



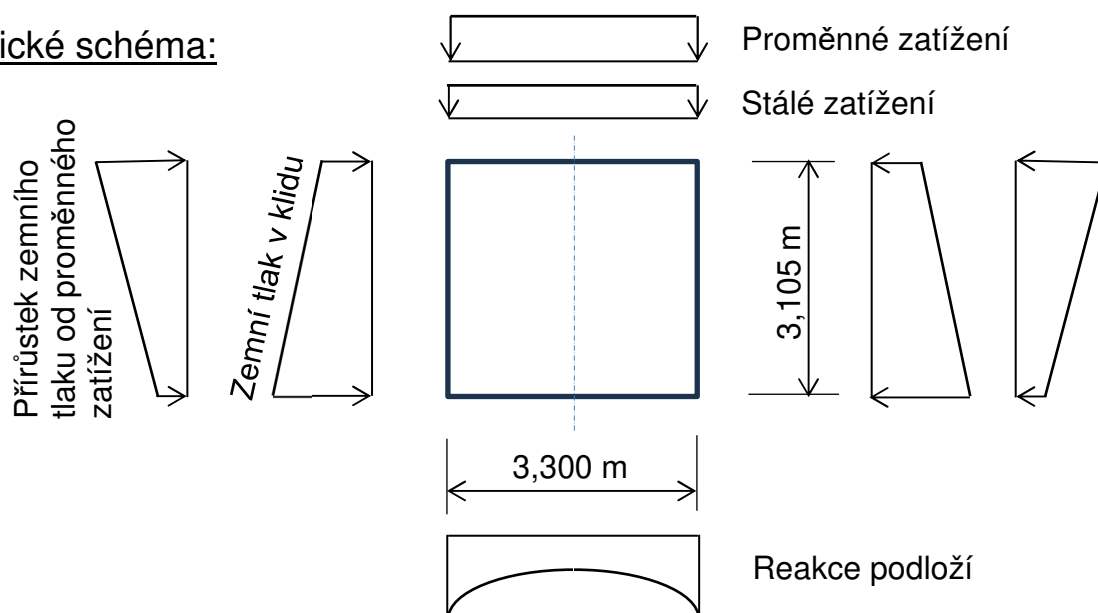


PODÉLNÝ ŘEZ A - A' 1:100

Rám podchodu.



Statické schéma:



Zatížení:

Podchod pod silnici patří do skupiny pozemních komunikací „1“ je dimenzován pro zatěžovací model LM1 dle ČSN EN 1991-2 :

Pro šířku vozovky 6,5 m se uvažují dva zatěžovací pruhy.

Regulační součinitelé	zatěžovací pruh 1	$\alpha_{Q1} = 1,0;$	$\alpha_{q1} = 1,0;$
	Zatěžovací pruh 2	$\alpha_{Q2} = 1,0;$	$\alpha_{q2} = 2,4;$

<u>Stálé:</u>	Vlastní tíha ... železobeton (25,0 kN/m ³) – vypočítá program	
	Hutněný zásyp ... 0,83m * 1,0 * 20,0kN/m ³	16,6 kN/m'
	Konstrukce vozovky ... 0,47m * 1,0 * 22,0kN/m ³	10,4
	Celkem	27,0 kN/m'
	Tíha cesty v podchodu ... 0,25m * 1,0 * 0,5*(26+23)	3,1 kN/m'
<u>Proměnné:</u>	rovnoměrné zatížení (LM1) ... 9,0kN/m ² *1,0m*1,0	9,0 kN/m'
	rovnoměrné zat. v podchodu ... 3,0kN/m ² *1,0m	3,0 kN/m'

Zemní tlaky (v klidu) na stěny podchodu:

geotechnické charakteristiky viz tab. 1 a 2 (str. 3) -

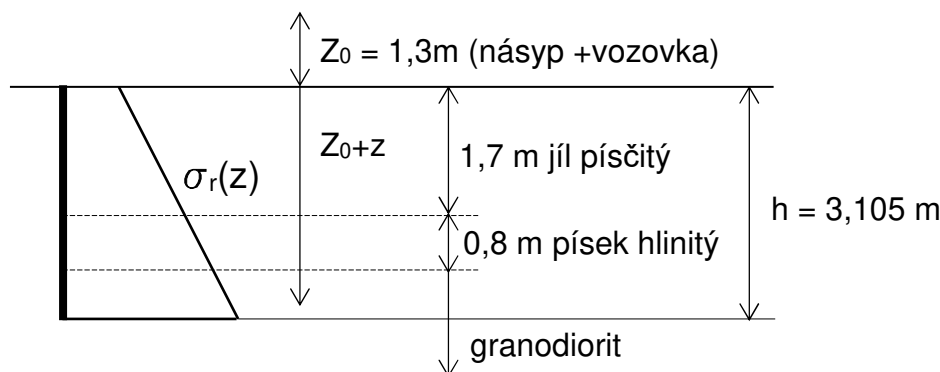
Jíl písčitý	369,1 – 366,1	$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$	$\varphi_{ef} = 22,0^\circ$	$c_{ef} = 14,0 \text{ kPa}$
		$E_d = 5,0 \text{ MPa}$	$\nu = 0,38$	$R_{dt} = 250 \text{ kPa}$
Písek hlinitý	366,1 – 365,3	$\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$	$\varphi_{ef} = 28,0^\circ$	$c_{ef} = 0,0 \text{ kPa}$
		$E_d = 10,0 \text{ MPa}$	$\nu = 0,32$	$R_{dt} = 200 \text{ kPa}$
Granodiorit	365,3 - ...	$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$	$\varphi_{ef} = 40,0^\circ$	$c_{ef} = 0,0 \text{ kPa}$
(zcela zvětralý)		$E_d = 100 \text{ MPa}$	$\nu = 0,25$	$R_{dt} = 300 \text{ kPa}$
		$\sigma_c = 1,5 \text{ MPa}$		

Pro stanovení návrhových hodnot zemního tlaku použijí návrhový přístup NP3, kombinaci - A1 + M2 + R3

kde	A1:	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_Q = 1,5$	
	M2:	$\gamma_{tg\varphi} = 1,25$	$\gamma_c = 1,25$	$\gamma_\gamma = 1,0$
	R3:	$\gamma_{únos} = 1,0$ ($\gamma_{usmyk} = 1,0$)		

Výška rubu rámu $h = 3,105 \text{ m}$; Zatěžovací šířka $b = 1,0 \text{ m}$

$$\sigma_r(z) = \gamma * (z_0+z) * K_{r,d} = \gamma * (z_0+z) * 0,5*(1-\sin(\varphi_{ef}) + (\nu/(1-\nu)));$$



$$\begin{aligned} \sigma_{r,d}(1,3+0,0) &= 27,0 * 0,5*(1-\sin(22^\circ/1,228)+(0,38/(1-0,38))) = \\ &= 27,0 * 0,5(0,692+0,613) = 27,0 * 0,65 = \mathbf{17,6 \text{ kN/m}}; \\ \sigma_{r,d}(1,3+1,7) &= (27,0+18,5*1,7) * 0,65 = 58,45 * 0,65 = 38,0 \text{ kNm}; \\ &= 58,45 * 0,5*(1-\sin(28^\circ/1,215)+(0,32/(1-0,32))) = \\ &= 58,45 * 0,54 = 31,6 \text{ kN/m}; \\ \text{Výsledný na rozhraní} &= 0,5 * (38,0 + 31,6) = \mathbf{34,8 \text{ kN/m}}; \\ \sigma_{r,d}(1,3+2,5) &= (58,45+18,5*0,8) * 0,54 = 73,3 * 0,54 = 39,6 \text{ kNm}; \\ &= 73,3 * 0,5*(1-\sin(40^\circ/1,181)+(0,25/(1-0,25))) = \\ &= 73,3 * 0,5*(0,44+0,33) = 73,3 * 0,39 = 28,3 \text{ kN/m}; \\ \text{Výsledný na rozhraní} &= 0,5 * (39,6 + 28,3) = \mathbf{34,0 \text{ kN/m}}; \\ \sigma_{r,d}(1,3+3,105) &= (73,3+20,0*0,605)*0,39 = 85,4 * 0,39 = \mathbf{33,3 \text{ kNm}}; \end{aligned}$$

Výsledný průběh návrhového zemního tlaku v klidu na stěny podchodu:

$$\sigma_{r,d} (1,3+0,0) = \mathbf{17,6 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,d} (1,3+1,7) = \mathbf{34,8 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,d} (1,3+2,5) = \mathbf{34,0 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,d} (1,3+3,105) = \mathbf{33,3 \text{ kN/m;}}$$

Přepočet na lichoběžníkové zatížení po výšce stěn podchodu o stejné výslednici –

$$1,7 \cdot (17,6 + 34,8) \cdot 0,5 + 0,8 \cdot (34,8 + 34,0) \cdot 0,5 + 0,605 \cdot (34,0 + 33,3) \cdot 0,5 =$$

$$= 0,5 \cdot (\sigma_{r,d}(1,3) + \sigma_{r,d}(1,3) \cdot 33,3 / 17,6) \Rightarrow \sigma_{r,d}(1,3) = \mathbf{20,6 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,d}(4,405) = \mathbf{38,9 \text{ kN/m;}}$$

Alternativně – příznivě působící zemní tlak ($\gamma_{tg\varphi} = 1,0$ $\gamma_c = 1,0$ $\gamma_\gamma = 1,0$)

$$\sigma_{r,k} (1,3+0,0) = 27,0 \cdot 0,5 \cdot (1 - \sin(22^\circ) + (0,38 / (1 - 0,38))) =$$

$$= 27,0 \cdot 0,5 \cdot (0,619 + 0,613) = 27,0 \cdot 0,62 = \mathbf{16,3 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,k} (1,3+1,7) = (27,0 + 18,5 \cdot 1,7) \cdot 0,62 = 58,45 \cdot 0,62 = \mathbf{36,2 \text{ kNm;}}$$

$$= 58,45 \cdot 0,5 \cdot (1 - \sin(28^\circ) + (0,32 / (1 - 0,32))) =$$

$$= 58,45 \cdot 0,50 = \mathbf{29,3 \text{ kN/m;}}$$

$$\text{Výsledný na rozhraní} = 0,5 \cdot (36,2 + 29,3) = \mathbf{32,7 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,k} (1,3+2,5) = (58,45 + 18,5 \cdot 0,8) \cdot 0,5 = 73,3 \cdot 0,5 = \mathbf{36,6 \text{ kNm;}}$$

$$= 73,3 \cdot 0,5 \cdot (1 - \sin(40^\circ) + (0,25 / (1 - 0,25))) =$$

$$= 73,3 \cdot 0,5 \cdot (0,36 + 0,33) = 73,3 \cdot 0,34 = \mathbf{24,9 \text{ kN/m;}}$$

$$\text{Výsledný na rozhraní} = 0,5 \cdot (36,6 + 24,9) = \mathbf{30,8 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,k} (1,3+3,105) = (73,3 + 20,0 \cdot 0,605) \cdot 0,34 = 85,4 \cdot 0,34 = \mathbf{29,0 \text{ kNm;}}$$

Výsledný průběh příznivě působícího zem. tlaku v klidu na stěny podchodu:

$$\sigma_{r,k} (1,3+0,0) = \mathbf{16,3 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,k} (1,3+1,7) = \mathbf{32,7 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,k} (1,3+2,5) = \mathbf{30,8 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,k} (1,3+3,105) = \mathbf{29,0 \text{ kN/m;}}$$

Přepočet na lichoběžníkové zatížení po výšce stěn podchodu o stejné výslednici –

$$1,7 \cdot (16,3 + 32,7) \cdot 0,5 + 0,8 \cdot (32,7 + 30,8) \cdot 0,5 + 0,605 \cdot (30,8 + 29,0) \cdot 0,5 =$$

$$= 0,5 \cdot (\sigma_{r,d}(1,3) + \sigma_{r,d}(1,3) \cdot 29,0 / 16,3) \Rightarrow \sigma_{r,d}(1,3) = \mathbf{19,7 \text{ kN/m;}}$$

$$\sigma_{r,d}(4,405) = \mathbf{35,1 \text{ kN/m;}}$$

Koeficient mezi supremem a infimem zemních tlaků –

$$0,5 \cdot (19,7 + 35,1) \cdot 3,105 / 0,5 \cdot (20,6 + 38,9) \cdot 3,105 = \mathbf{0,921}$$

(pro přenásobení zatěžovacího stavu v kombinaci)

Přírůstek zemního tlaku v klidu od přitížení na povrchu (od proměnného zatížení LM1):

$$\Delta \sigma_{r,d} = (q_{1,k} \cdot \alpha_{q1}) \cdot \gamma_q \cdot K_{r,d} = (9,0 \text{ kN/m} \cdot 1,0) \cdot 1,5 \cdot K_{r,d} = 13,5 \text{ kN/m} \cdot K_{r,d};$$

$$\Delta \sigma_{r,d} (1,3 \text{ až } 3,0) = 9,0 \cdot 1,5 \cdot (0,65 + 0,54) \cdot 0,5 = \mathbf{5,4 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = \mathbf{8,0 \text{ kN/m;}}}$$

$$\Delta \sigma_{r,d} (3,0 \text{ až } 3,8) = 9,0 \cdot 1,5 \cdot (0,54 + 0,39) \cdot 0,5 = \mathbf{4,2 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = \mathbf{6,3 \text{ kN/m;}}}$$

$$\Delta \sigma_{r,d} (3,8 \text{ až } 4,4) = 9,0 \cdot 1,5 \cdot 0,39 = \mathbf{3,5 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = \mathbf{5,3 \text{ kN/m;}}}$$

Přepočet na rovnoměrné zatížení po výšce stěn podchodu o stejné výslednici –

$$\Delta\sigma_{r,k} = (1,7 \cdot 5,4 + 0,8 \cdot 4,2 + 0,6 \cdot 3,5) / 3,1 = 4,7 \text{ kN/m};$$

$$\Delta\sigma_{r,d} = (1,7 \cdot 8,0 + 0,8 \cdot 6,3 + 0,6 \cdot 5,3) / 3,1 = 7,1 \text{ kN/m};$$

Materiál: Beton C30/37 XC2, XF2 Ocel 10505 (R) 10425 (V)

Zatěžovací stavy a jejich kombinace:

- ZS1 - Vlastní tíha
- ZS2 - Stálá zatížení
- ZS3 - Zemní tlak vlevo
- ZS4 - Zemní tlak vpravo
- ZS5 - Přírůstek zemního tlaku od proměnného zatížení (LM1) vlevo
- ZS6 - Přírůstek zemního tlaku od proměnného zatížení (LM1) vpravo
- ZS7 - Proměnné zatížení nad podchodem (LM1)
- ZS8 - Proměnné zatížení v podchodu (skot)

CO1 ZS1*1,35 + ZS2*1,35 + ZS3 + ZS4 + ZS5*1,5 + ZS6*1,5 + ZS7*1,5 + ZS8*1,5

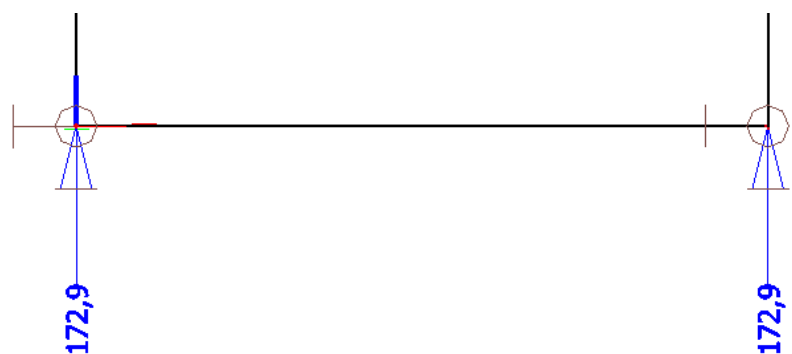
CO2 ZS1*1,35 + ZS2*1,35 + ZS3*0,921 + ZS4*0,921 + ZS7*1,5

CO3 ZS1*1,0 + ZS2*1,0 + ZS3 + ZS4 + ZS5*1,5 + ZS6*1,5

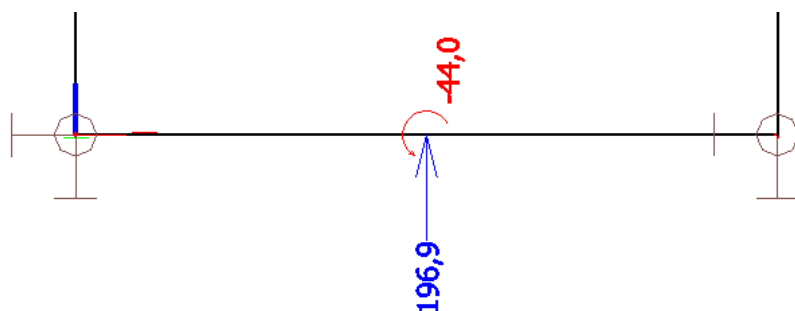
CO4 ZS1*1,0 + ZS2*1,0 + ZS3 + ZS4*0,921 + ZS5*1,5

Analýza konstrukce:

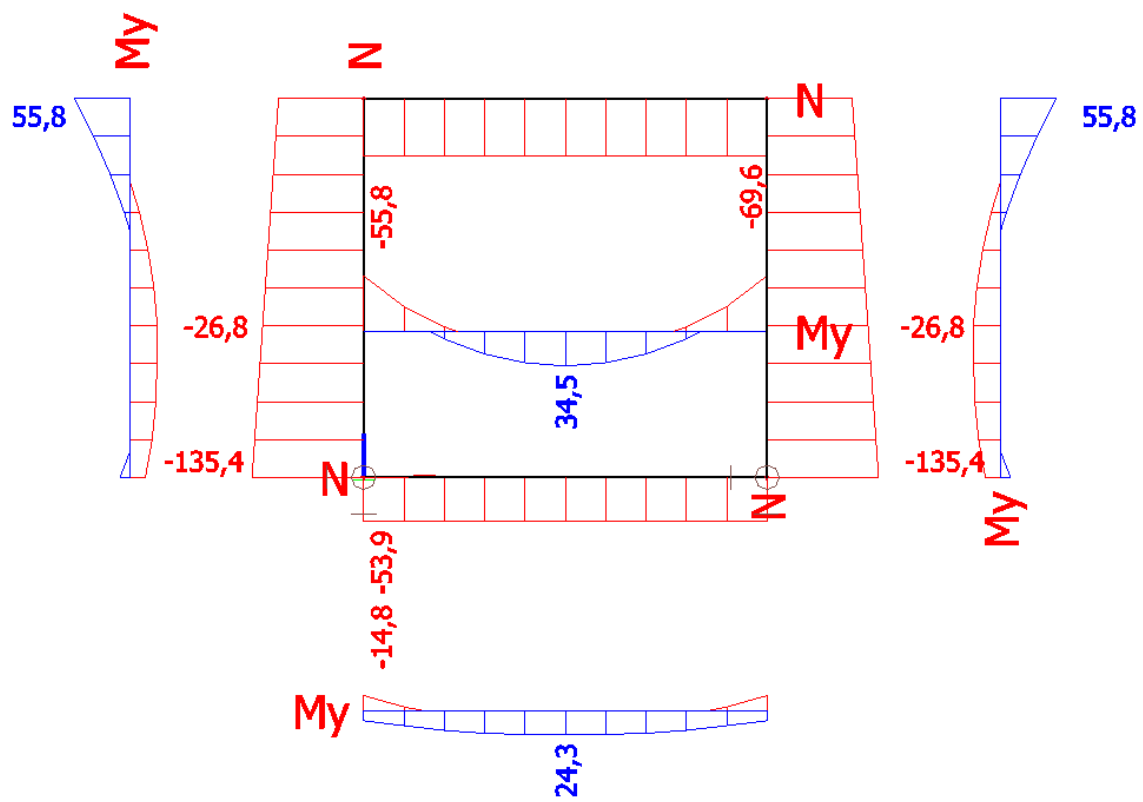
Výsledky výpočtu –



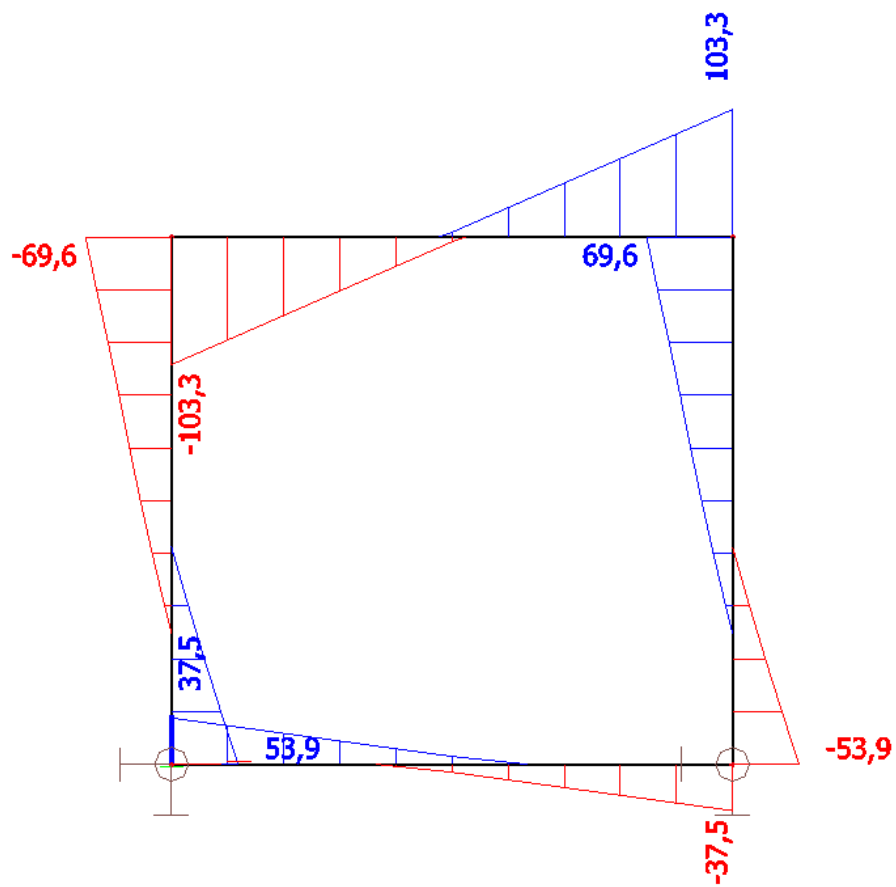
Maximální reakce na základovou desku R_{\max} (kN) – CO1



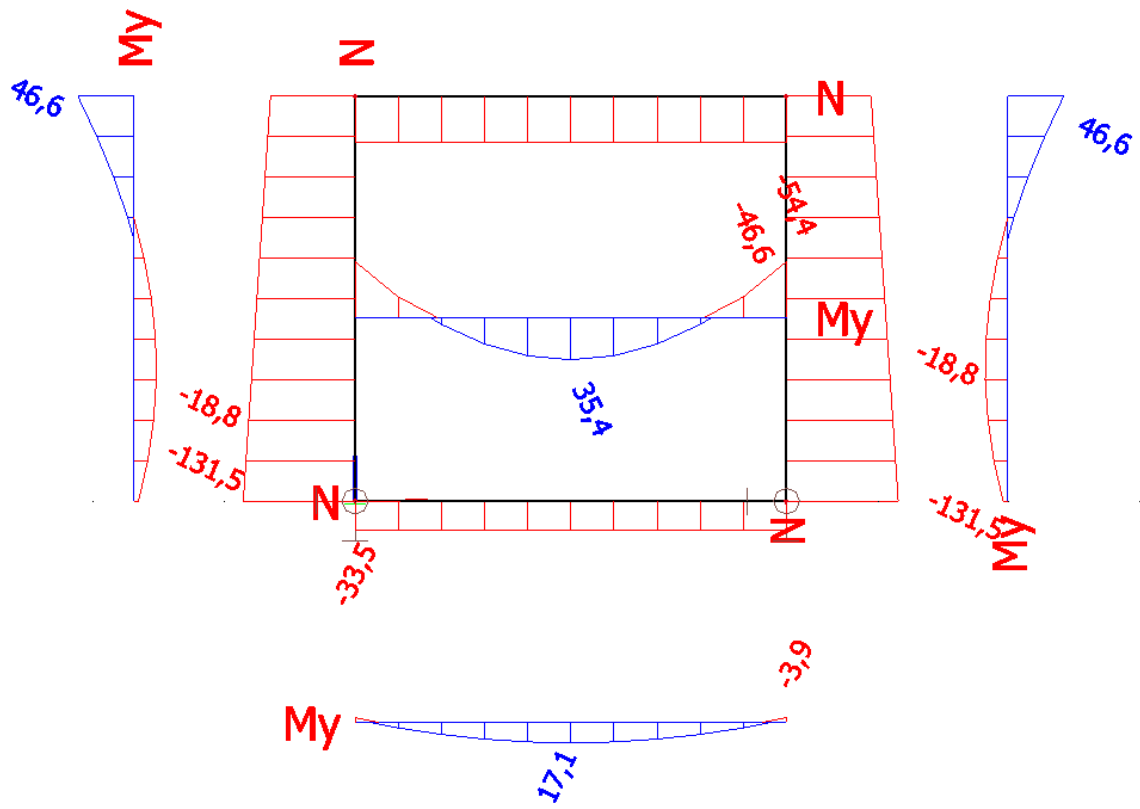
Maximální moment na základ. desku M_{\max} (kNm) a odpovídající svislá reakce R (kN) –
- CO4



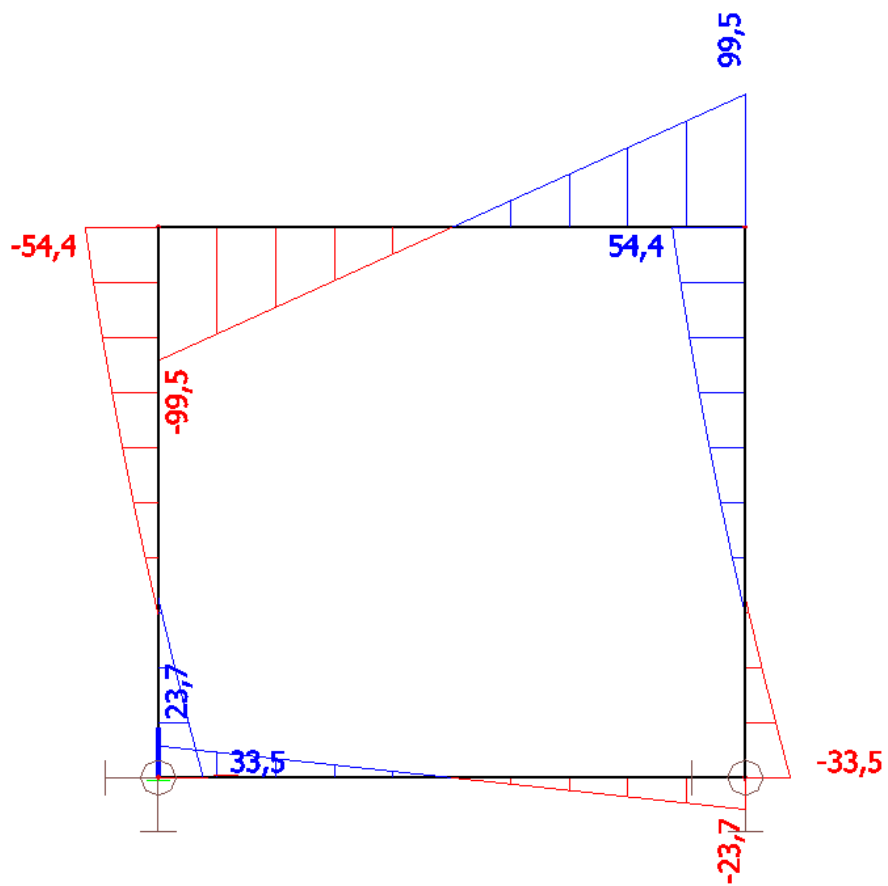
N (kN) a M (kNm) – CO1



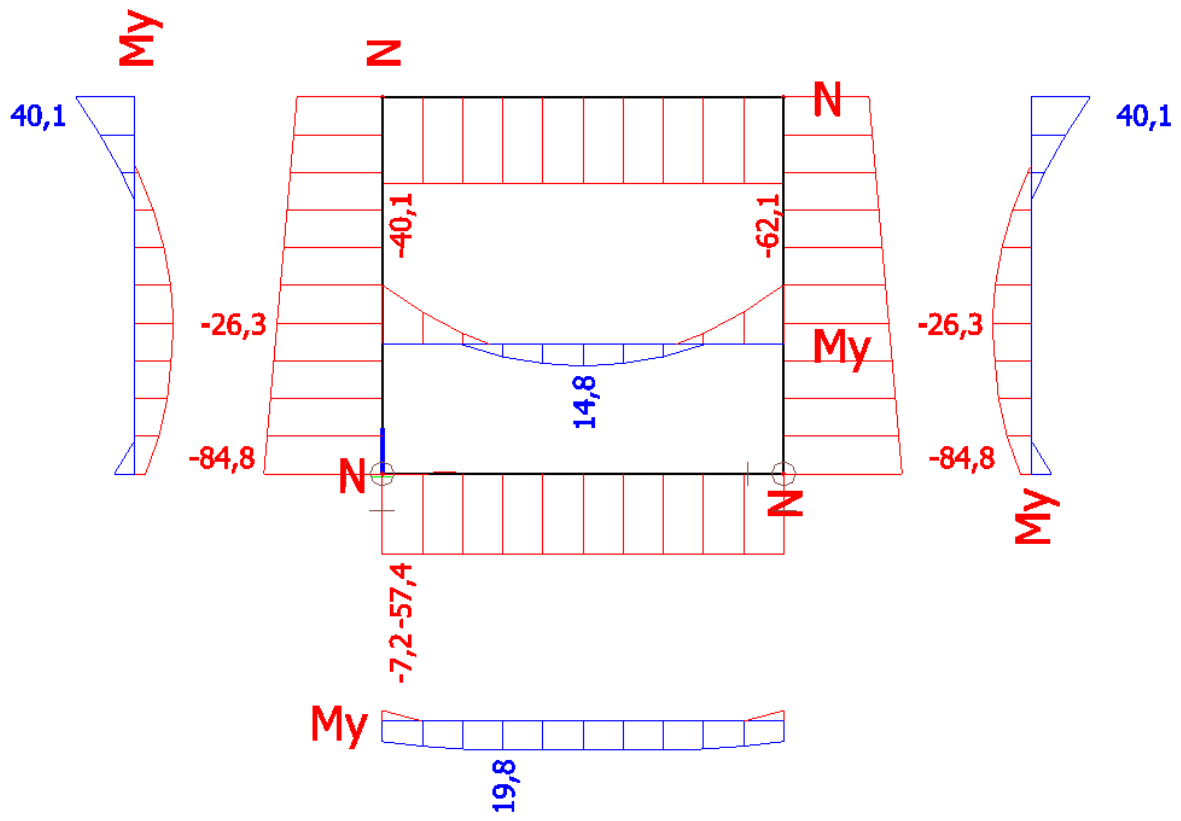
V_z (kN/m') – CO1



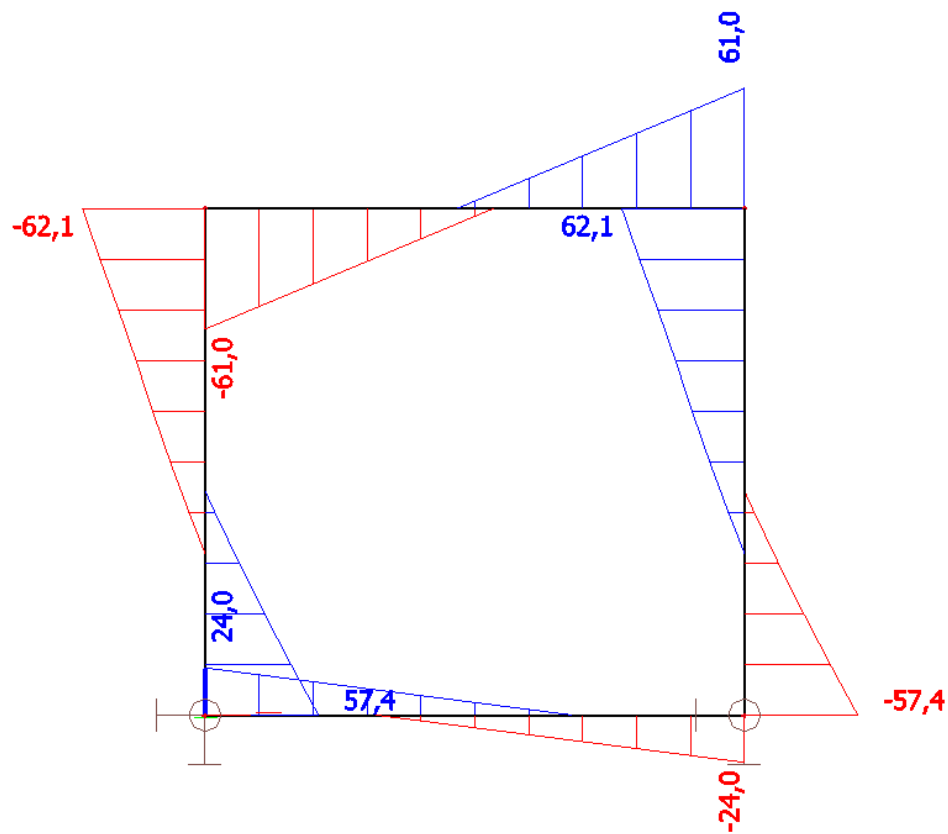
N (kN) a M (kNm) – CO_2



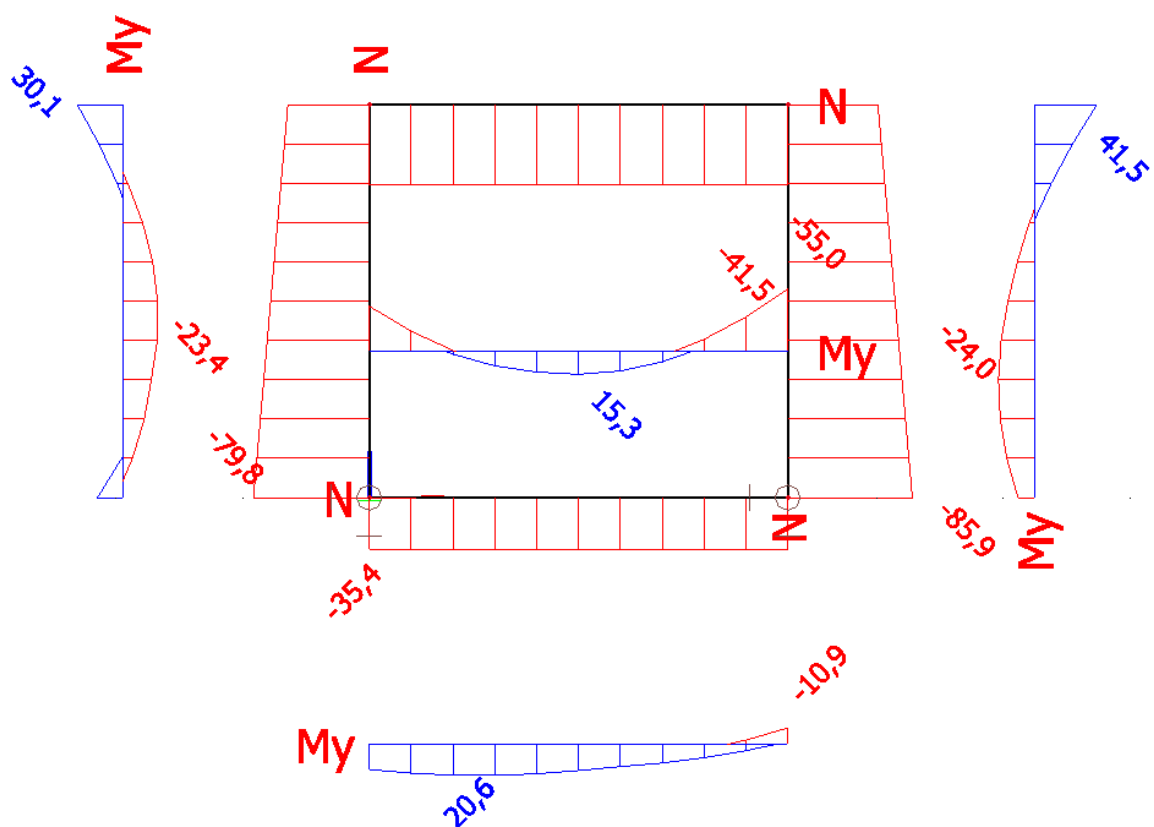
V_z (kN/m') – CO_2



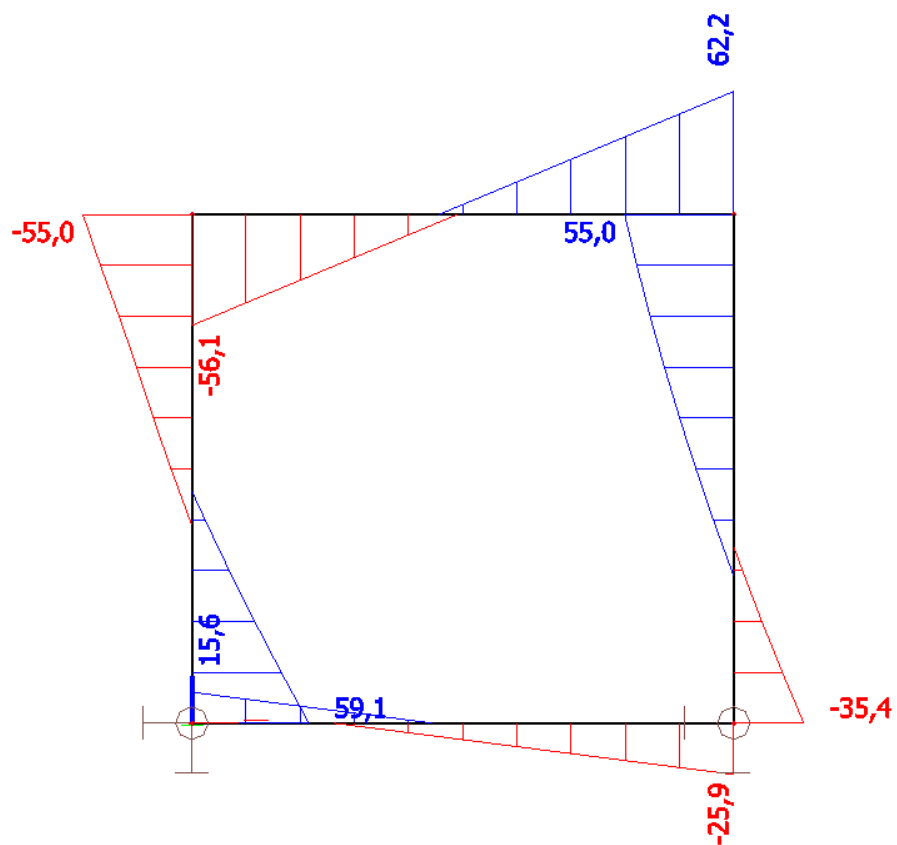
N (kN) a M (kNm) – CO3



V_z (kN/m') – CO3



N (kN) a M (kNm) – CO4



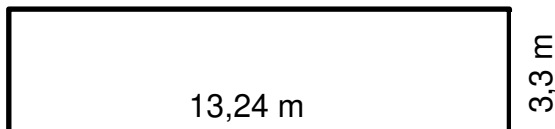
V_z (kN/m') – CO4

PODÉLNÝ ŘEZ A-A



Na výpočetním modelu horní desky podchodu se ověří vliv mimořádného zatížení na velikost vnitřních sil v této desce určených pro trvalou návrhovou situaci (zatížení dopravou (LM1)). Za výpočetní model se použije obdélníková deska po obvodě vetknutá (v podélném směru tuhé spojení se stěnami, v příčném směru jsou okraj ztužené římsami).

Půdorys 1:200



Zatížení:

Stálé:

Vlastní tíha ... železobeton (25,0 kN/m ³) – vypočítá program	
Hutněný zásyp ... 0,83m * 20,0kN/m ³	16,6 kN/m ²
Konstrukce vozovky ... 0,47m * 22,0kN/m ³	10,4
Celkem	27,0 kN/m²

Proměnné - mimořádné zatížení vyplývající z úrovně zadržení silničních svodidel:

- zatížení na povrchu horní desky podchodu od nárazu vozidla na svodidlo – na horní desce bude ukotveno svodidlo s úrovní zadržení H1 => sloupek profilu UE100, ocel S235

Vodorovná síla z jednoho sloupku svodidla na podporující konstrukci:

$$M_{y,pl} = W_{y,pl} * f_y = 40,8 * 10^{-6} * 235 * 10^3 = 9,6 \text{ kNm};$$

$$9,6 = H_1 * (1,592 - 0,100) = H_1 * 1,492 \Rightarrow H_1 = 6,5 \text{ kN};$$

$$\text{Se součinitelem bezpečnosti } 1,5 \quad 1,5 * H_1 = 1,5 * 6,5 = 9,8 \text{ kN};$$

Výsledná vodorovná síla se skládá ze součtu sil od sousedních 3 - 6 sloupků (obvykle ze vzdálenosti do cca 8,0 m) => **H_{výsl} = 3*9,8 kN = 29,4 kN;**

Svislá síla působící společně s vodorovnou silou nahrazující návrhový náraz:

V_{výsl} = 120 kN; (dle TP 114) – v hraně obruby, v líci svodnice

Náhradní zatížení:

Jde o spojitě rovnoměrné zatížení vypočtené z výsledných vodorovných a svislých sil na délku rozpětí podchodu

Vodorovné rovnoměrné zatížení - **h_{výsl} = 29,4 kN / 3,3 m = 8,9 kN/m;**

Momentové rovnoměrné zatížení - **m_{výsl} = 3*1,5*9,6 kNm / 3,3 m = 13,1 kNm/m;**

Svislé rovnoměrné zatížení - **v_{výsl} = 120,0 kN / 3,3 m = 36,4 kN/m;**

Zatížení působí jako přímkové 2,37m od rubu římsy.

Materiál: Beton C30/37 XF2 Ocel 10505 (R) 10425 (V)

Zatěžovací stavy a jejich kombinace:

ZS1 - Vlastní tíha

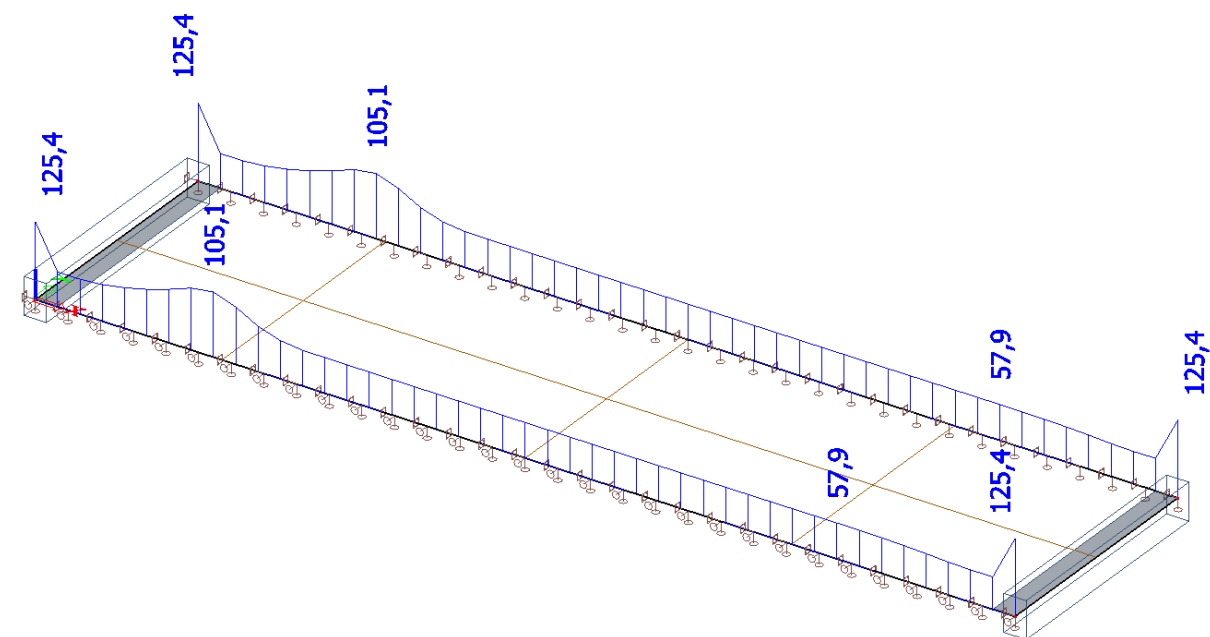
ZS2 - Stálá zatížení

ZS3 - Mimořádné zatížení – náraz vozidla na svodidlo

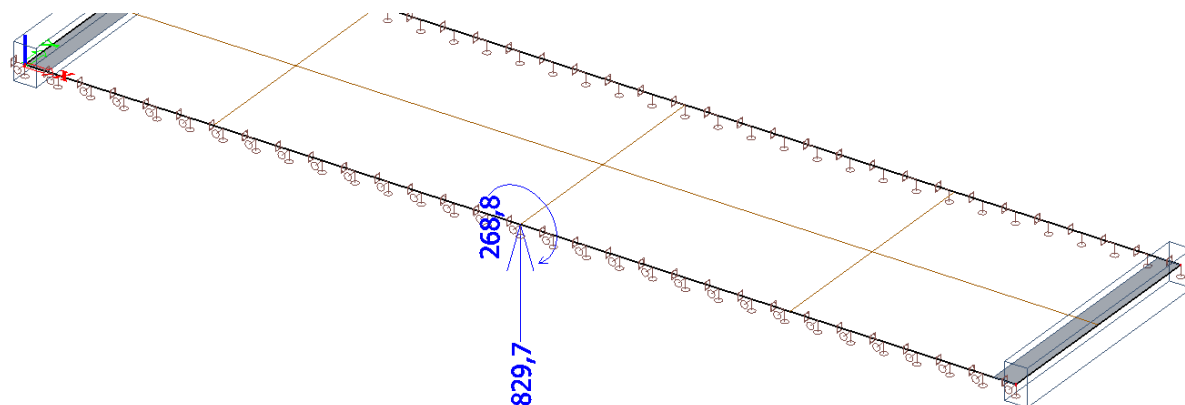
CO1 - ZS1*1,0 + ZS2*1,0 + ZS3*1,0

Analýza konstrukce:

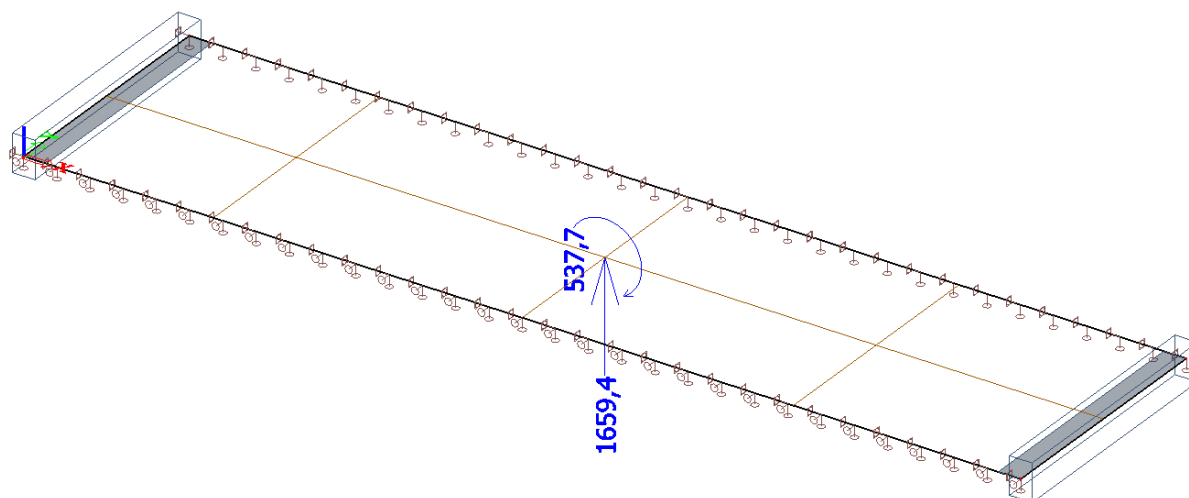
Výsledky výpočtu -



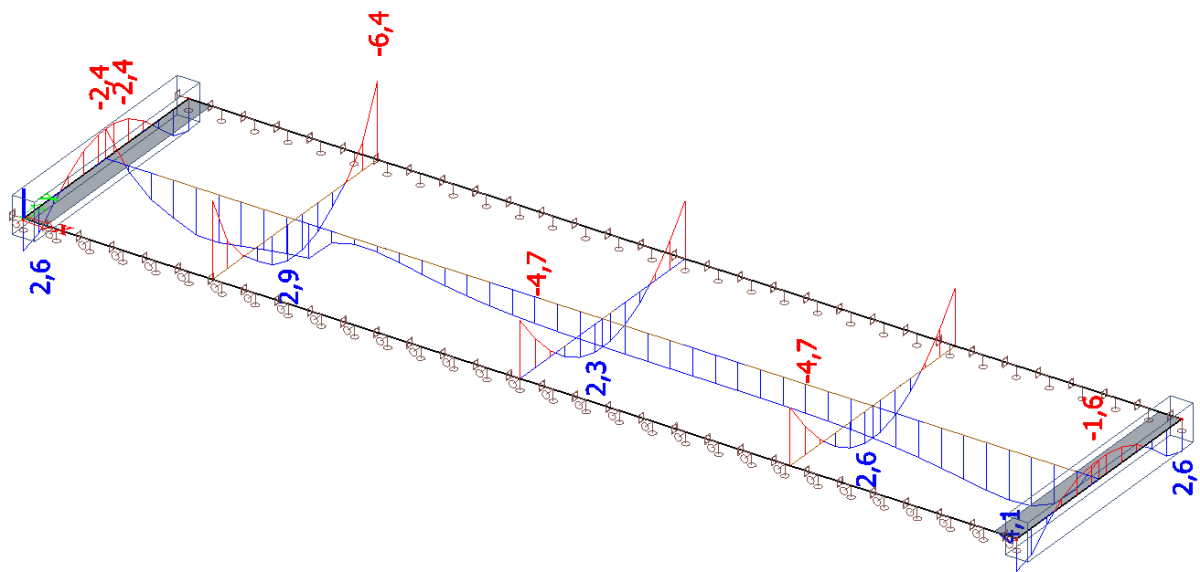
Reakce (intenzity) do stěn podchodu (kN/m') – CO1



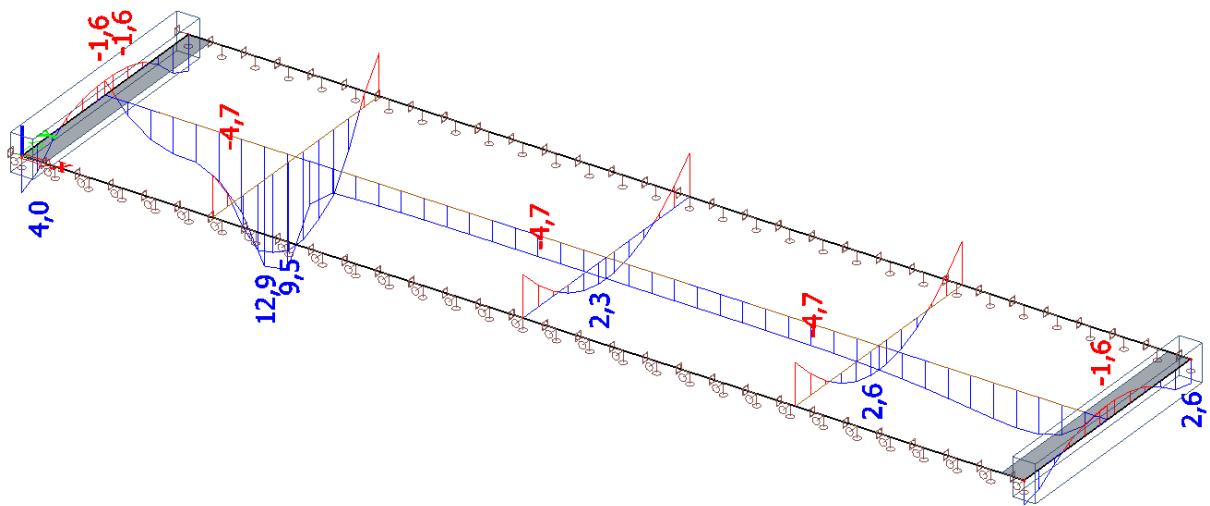
Výsledné reakce na jednotlivé stěny podchodu (kN, kNm) – CO1



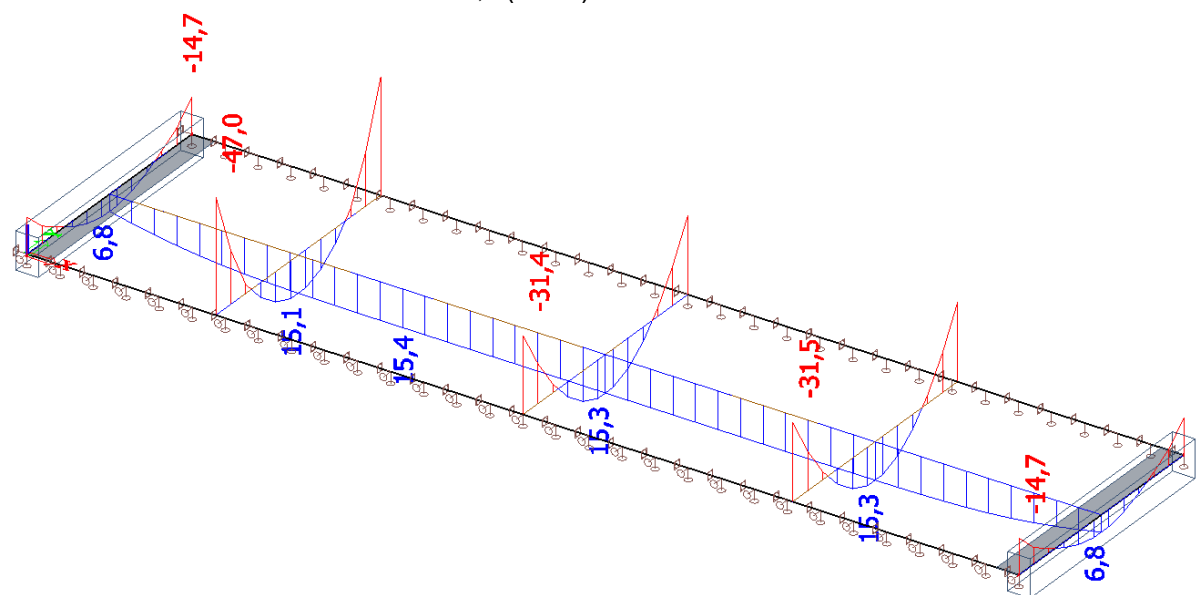
Výsledné reakce na obě stěny podchodu (kN, kNm) – CO1



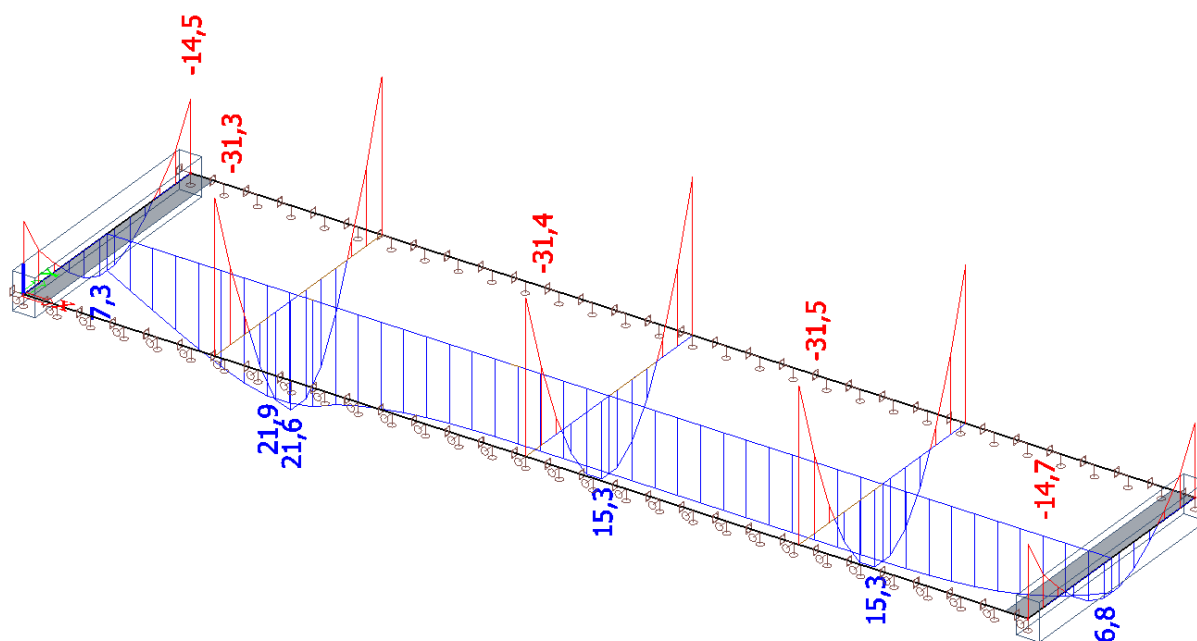
$M_{x,d}$ (kNm) min. – CO1



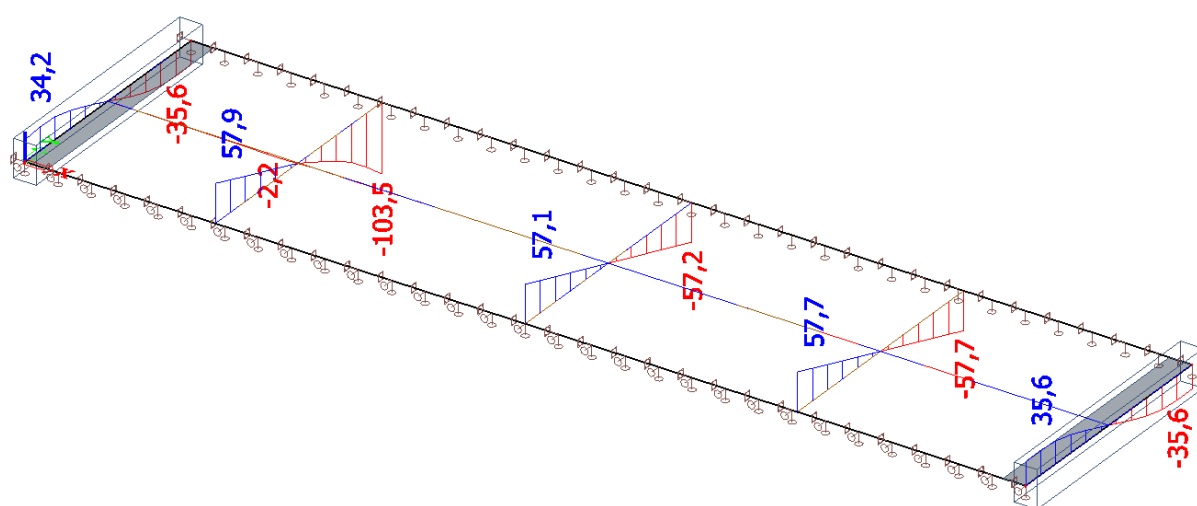
$M_{x,d}$ (kNm) max. – CO1



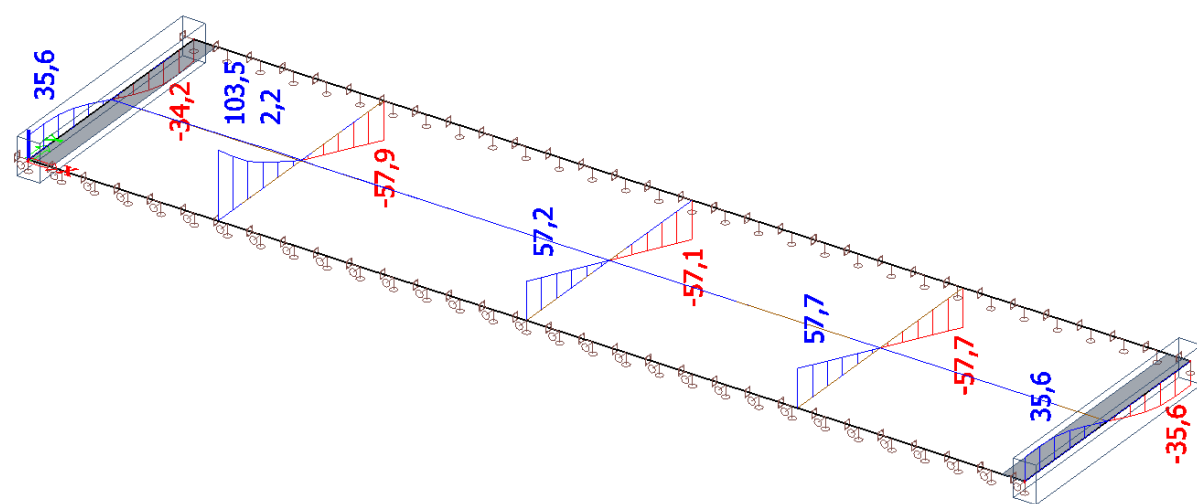
$M_{y,d}$ (kNm) min. – CO1



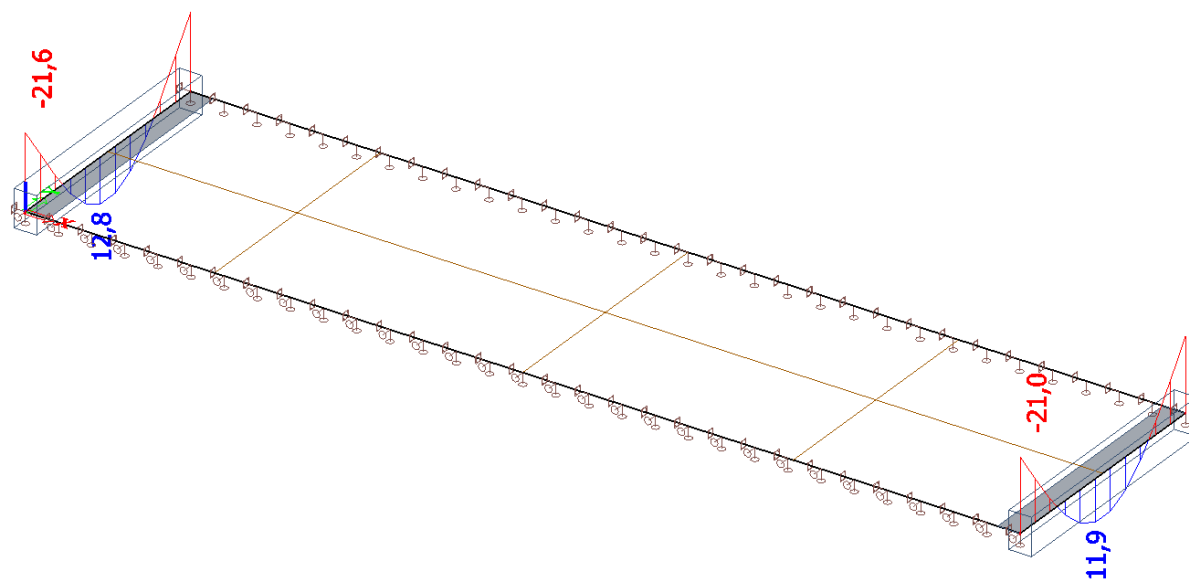
$M_{y,d}$ (kNm) max. – CO1



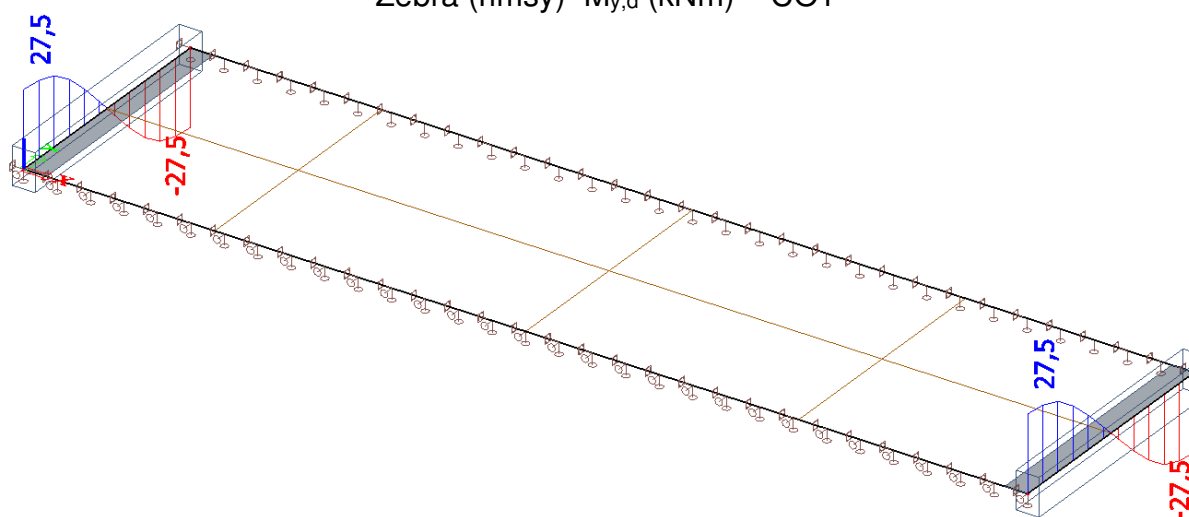
$V_{y,d}$ (kN/m') min. – CO1



$V_{y,d}$ (kN/m') max. – CO1



Žebra (řimsy) $M_{y,d}$ (kNm) – CO1



Žebra (řimsy) $V_{z,d}$ (kN/m') – CO1

Výsledné hodnoty vnitřních sil pro dimenzování:

Průřez desek a stěn podchodu „1000 x 300“ s maximálními vnitřními silami:

$$\max M_d = -55,8 \text{ kNm}$$

$$\max M_d = -47,0 \text{ kNm}$$

$$V_d = 103,8 \text{ kN}$$

$$V_d = 103,5 \text{ kN}$$

$$N_d = 103,3 \text{ kN}$$

$$N_d = 0,0 \text{ kN}$$

Průřez říms „300 x 800“ (bez spolupůsobící šířky přilehlé desky – na straně bezpečnosti) s maximálními vnitřními silami:

$$\max M_d = -21,6 \text{ kNm}$$

$$V_d = 27,5 \text{ kN}$$

$$N_d = 0,0 \text{ kN}$$

Dimenzování vybraných průřezů viz na následujících stránkách:

Železobeton - obdélníkový průřez, tlak s ohybem (ČSN EN 1992-1-1)

Pro prvky s počáteční výstředností prvního řádu a bez vlivu imperfekce u nichž je

$$\lambda_{prvku} < \lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot n^{0,5}$$

Název průřezu:

Krňany podchod pod silnicí II/106

Průřez 1000/300 s maximálními vnitřními silami

Zadání:

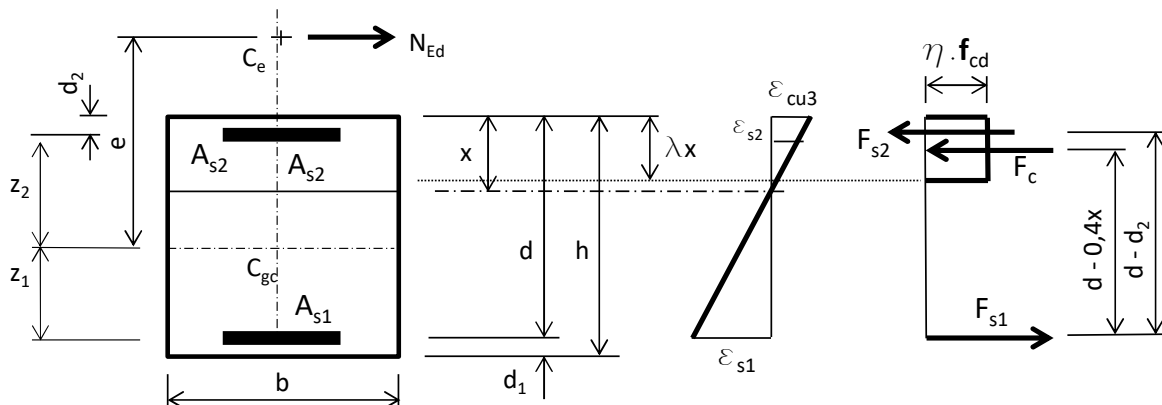
$M_{Ed} = 55,8$ kNm

$N_{Ed} = 103,8$ kN

$e = 0,538$ m

Beton: **C30/37**

Ocel: **10505 V**



h = (m)	b = (m)	krytí A_{s1}	krytí A_{s2}	$\phi A_{s1} / ks$	$\phi A_{s2} / ks$	λ	η	d = (m)
0,300	1,000	0,050	0,050	0,012	0,008	0,80	1,00	0,236
				5,0	6,0			
$d_2 = (m)$	$A_{s2} (m^2)$	$A_{s1} (m^2)$	$f_{cd} (Mpa)$	$E_c (Mpa)$	$\epsilon_{cu,3}$	$f_{yd} (Mpa)$	$E_s (Mpa)$	$\epsilon_{yd} =$
0,062	0,000302	0,000565	20,0	32000	0,00350	426	200000	0,002130
$\xi_{bal,1} =$	$\xi_{bal,2} =$	$e+e_0 = (m)$	$f_{ctm} (Mpa)$	$f_{yk} (Mpa)$			$z_1 = (m)$	$z_2 = (m)$
0,6217	2,5547	0,558	2,9	490			0,086	0,088

Poloha neutrálné osy - z momentové výminky k působišti C_e :

$$f(x) = 0,000000$$

$$x = 0,0147 \text{ m}$$

$$\text{Ověření: } \xi_{bal,2} \cdot d_2 \leq x \leq \xi_{bal,1} \cdot d$$

Levá strana nerovnosti:

$$0,1584 \leq 0,0147 \leq 0,1467$$

Pravá strana nerovnosti:

Nesplněno ! σ_{s2} a x stanovit

Splněn předpoklad $\sigma_{s1} = f_{yd}$!

z rovnice rovnováhy a geom. výminky ! ($\sigma_{s2} < f_{yd}$)

Výpočet σ_{s2} a x pro případ $x < \xi_{bal,2} \cdot d_2$:

$$f(\sigma_{s2}) = 0,000000$$

$$\sigma_{s2} = -612,0 \text{ Mpa; } (\Rightarrow A_{s2} \leq 0 !)$$

$$x = 0,033 \text{ m}$$

$\Rightarrow x < 2 \cdot d_2$; nutno určit započitatelnou tlačnou výztuž !

$$A_{s2,zap} = 0,000000 \text{ m}^2$$

Nové σ_{s2} a x pro $A_{s2,zap}$ při $x < \xi_{bal,2} \cdot d_2$:

$$\sigma_{s2} = \text{"---"} \text{ MPa}$$

$$x = 0,022 \text{ m}$$

Kontrola minimální a maximální plochy výztuže:

Tažená výztuž:

$$A_{s1,min} = 0,000363 \text{ m}^2$$

$$< = 0,000565 \text{ m}^2 = A_{s1}$$

$$A_{s1,max} = 0,012000 \text{ m}^2$$

$$> = 0,000565 \text{ m}^2 = A_{s1}$$

Tlačná výztuž:

$$A_{s2,min} = 0,000300 \text{ m}^2$$

$$< = 0,000302 \text{ m}^2 = A_{s2}$$

$$A_{s2,max} = 0,012000 \text{ m}^2$$

$$> = 0,000302 \text{ m}^2 = A_{s2}$$

Posouzení průřezu:

$$M_{Rd} = 80,0 \text{ kNm}$$

$$> =$$

$$64,7 \text{ kNm} = N_{Ed} \cdot (e + z_1)$$

Průřez vyhoví !

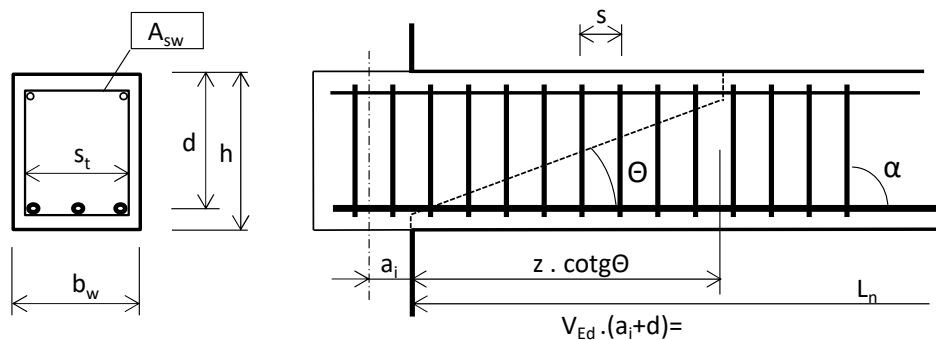
Poznámka k zadání a posudku:

$$\lambda_{prvku} = 36,7$$

$$\lambda_{lim} = 163,1$$

$$\lambda_{prvku} \leq 75 \text{ (masivní sloup); } \lambda_{prvku} > 75 \text{ (štíhlý sloup)}$$

Smyková výztuž (pro případ tlaku s ohybem):



$L_n =$	$a_i =$	$V_{Ed} \text{ (kN)} =$	$L_t =$	$(a_i + d) =$	(kN)	$f_{ywd} \text{ (Mpa)}$	$\phi_{swd} =$	$s_t =$
2,800	0,15	103,8	3,100	0,386	78,0	426,0	0,008	0,167
$n =$	$A_{sw} =$	$z =$	$\cotg \Theta$	$f_{ck} \text{ (Mpa)}$	$\gamma_c =$	$f_{yk} \text{ (Mpa)}$	$\sigma_{cp} \text{ (Mpa)}$	
6	0,000302	0,230	2,500	30	1,5	490	0,3460	

Ověření nutnosti návrhu smykové výztuže: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c} ? (V_{Ed} \geq V_{Rd,c} ?)$

$k =$	$\rho_1 =$	$\nu_{min} =$	$V_{Rd,c} \text{ (kN)} =$	
1,921	0,0023961	0,510	132,7	$= > \text{Návrh minimální výztuže !}$

Únosnost tlakových diagonál: $V_{Ed} \leq V_{Rd,max} ? (V_{Ed} \geq V_{Rd,max} ?)$

$\alpha_{cw} =$	$\nu =$	$V_{Rd,max} =$	$\cotg \Theta$
1,0	0,528	838,0	2,5

Nutná vzdálenost třmínků výpočtem: $s \leq 0,712 \text{ m}$

Kontrola konstrukčních zásad: $s \leq 0,177 \text{ m}$

Určená $s = 0,167 \text{ m}$

$\rho_w = 0,001806$ $\rho_{w,min} = 0,000894$ $= > \text{vzdálenost } s \text{ a procento vyztužení vyhovují !}$

Výsledná smyková výztuž:	$\phi_{sw} =$	0,008 m	$s =$	0,167 m
			$s_t =$	0,167 m
			$n =$	6 (střížnost)

Poznámka: Smyková výztuž navržena jen dle konstrukčních zásad !

Železobeton - obdélníkový průřez, ohyb, oboustranná výztuž (ČSN EN 1992-1-1)

Název průřezu:

Krňany podchod pod silnicí II/106 - Průřez 1000/300 s maximálními vnitřními silami

Zadání:

Beton:

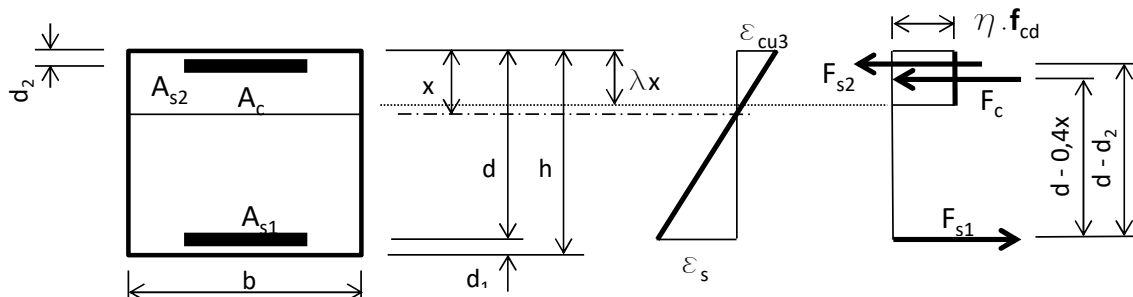
C30/37

Ocel:

10 505 (R)

$M_{Ed} =$

47,0 kNm



h (m)	b (m)	krytí A_{s1}	krytí A_{s2}	$\phi A_{s1} / ks$	$\phi A_{s2} / ks$	λ	η
0,300	1,000	0,050	0,050	0,010	0,008	0,80	1,00
				5,00	5,00		

Výška tlačené oblasti: $x = 0,0038$ m

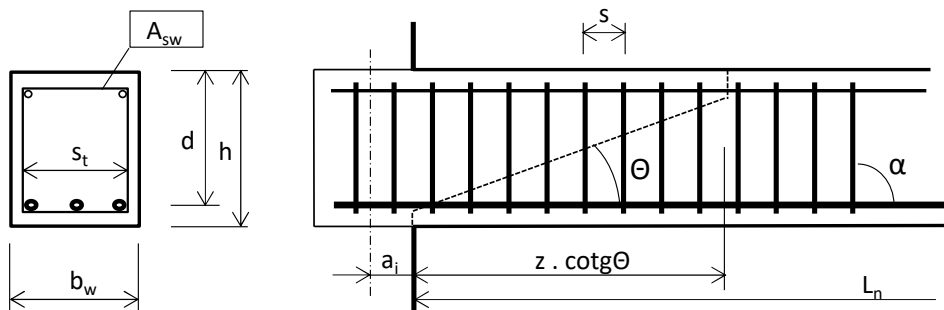
Kontrola: $x/d \leq \xi_{bal,1}$: 0,0154 <= 0,6217 splněno !

$x/d \geq \xi_{bal,2} \cdot d_2/d$: 0,0154 <= 0,5631 nesplněno !

x a σ_{s2} nutno stanovit z rovnice rovnováhy a geometrické výminky !

f_{cd} (Mpa)	A_{s2} (m ²)	A_{s1} (m ²)	f_{yd} (Mpa)	$\epsilon_{cu,3}$	E_s (MPa)	d_2	d
20,0	0,000251	0,000393	426	0,0035	200000	0,054	0,245
P = 0,00054		Q = -0,000594		$f(x) =$	$x =$	$\sigma_{s2} =$	
$x^2 +$		P * x +		Q		= 0	
				0,0000		0,0241 m	
$M_{Rd} =$		90,8 kNm		>=		47,0 kNm = M_{Ed}	
						Průřez vyhovuje !	

Smyková výztuž (pro případ čistého ohybu):



L_n	a_i	V_{Ed} (kN)	L_t	$(a_i + d)$	$V_{Ed,1}$ (V_{Ed})	f_{ywd} (Mpa)	ϕ_{swd}	n
3,000	0,15	103,5	3,300	0,395	82,3	426,0	0,006	5
s_t	A_{sw}	z	$\cotg \Theta$	f_{ck} (Mpa)	γ_c	f_{yk} (Mpa)		
0,140	0,000141	0,235	2,500	30	1,5	490		

Ověření nutnosti návrhu smykové výztuže: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$? ($V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$?)

$k = 1,904$ $\rho_1 = 0,0016029$ $\nu_{min} = 0,503$ $V_{Rd,c}$ (kN) = 123,3 => Návrh minimální výztuže !

Únosnost tlakových diagonál: $V_{Ed,1} \leq V_{Rd,max}$? ($V_{Ed,1} \geq V_{Rd,max}$?)

$\alpha_{cw} = 1,0$ $\nu = 0,528$ $V_{Rd,max} = 857,0$ $\cotg \Theta = 2,5$

Vzdálenost třmínek výpočtem: $s \leq 0,431$ m Určená s = 0,150 m

Kontrola konstrukčních zásad: $s \leq 0,184$ m $V_{Rd,s} = 236,2$ kN

$\rho_w = 0,000942$ $\rho_{w,min} = 0,000894$ => vzdálenost s a procento výztužení vyhovují !

Výsledná smyk. výztuž: $\phi_{sw} = 0,006$ m $s = 0,150$ m; $s_t = 0,140$ m; (n=5)

Poznámka k zadání a posudku: Tlačená výztuž není třeba (jen konstruktivní) !

6. Založení podchodu.

Dolní desku obdélníkového průřezu podchodu lze považovat vzhledem k malému rozpětí a tloušťce 0,3 m za dostatečně tuhou a pod ní určit napětí v základové spáře z výslednic sil působících shora. Rozliší se dva případy, max. centrický tlak a svislá síla s momentem (z jedné strany působí zvětšený zemní tlak).

Z předchozích výpočtů vyplývá:

1.) $\max R_d = 2 \cdot 172,9 \text{ kN} = 345,8 \text{ kN} / b = 1,0 \text{ m}$ (centrický tlak)

Plocha základu $A_{\text{zákl}} = 3,3 \cdot 1,0 = 3,3 \text{ m}^2$;

2.) $R_d = 196,9 \text{ kN} / b = 1,0 \text{ m}$; $\max M_d = 44,0 \text{ kNm} / b = 1,0 \text{ m}$;

(tlak s ohybem – napětí v základové spáře se určí za vyloučeného tahu)

Plocha základu $A_{\text{zákl}} = 3,3 \text{ m}^2$;

3.) Příklad mimořádného zatížení –

Nejdříve je třeba porovnat zatížení horních okrajů stěn podchodu od trvalé návrhové situace a od mimořádné situace (od mimořádného zatížení).

$$R_{d, \text{tns}} = (3,3 \cdot 0,3 \cdot 13,24 \cdot 25,0 + 3,3 \cdot 13,24 \cdot 27,0) \cdot 1,35 + 3,3 \cdot 6,5 \cdot 9,0 \cdot 1,5 = 2325 \text{ kN};$$

$$R_{d, \text{ms}} = 1659,4 \text{ kN}; \quad M_{d, \text{ms}} = 537,7 \text{ kNm};$$

=> přetížení horních okrajů stěn podchodu je od mimořádného zatížení menší než od zatížení dopravou při uvažování stejných stálých zatížení nad horními okraji stěn !

Založení stačí posoudit na maximální zatížení vyplývající z trvalé návrhové situace dle výše uvedených odstavců ad.1) a ad.2).

Geotechnické charakteristiky v úrovni základové spáry 364,307 m n.m. a níže jsou podle předběžného geotechnického a doplňujícího inženýrsko-geologického průzkumu následující:

$$\begin{array}{llll} \gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3 & \varphi_{\text{ef}} = 40,0^\circ (40/1,063) = 37,6^\circ & c_{\text{ef}} = 0,0 \text{ kPa} \\ E_d = 100 \text{ MPa} & \nu = 0,25 & R_{dt} = 300 \text{ kPa} & \sigma_c = 1,5 \text{ MPa} \end{array}$$

Napětí v základové spáře –

Pro případ ad.1) $\sigma_{\text{ef}} = \max R_d / 3,3 \cdot 1,0 = 345,8 / 3,3 \cdot 1,0 = \mathbf{104,8 \text{ kPa}}$;

Pro případ ad.2) $\sigma_{\text{ef}} = R_d / (3,3 - 2 \cdot e)$;

$$e = \max M_d / R_d = 44,0 / 196,9 = 0,223 \text{ m};$$

$$\sigma_{\text{ef}} = 196,9 / (3,3 - 2 \cdot 0,223) = \mathbf{69,0 \text{ kPa}};$$

Posouzení založení viz na další stránce:

Únosnost základové půdy

ČSN 731001

Zadávejte pouze hodnoty ve žlutých polích

f _i ef=	37,6
Cef=	0
L=	1,000
b	3,300
d=	1,000
Sigma	0
Sigma	0

Pluton
Granodiorit zcela zvětralý
(R5)

Výpočtové hodnoty:

F _i d=	25,07
F _i d=	33,6
Cd=	0

pro 0 < f_i < 12
f_i > 12

Přehled veličin

$$R_d = C_d \cdot N_c \cdot S_c \cdot D_c \cdot I_c + \gamma \cdot d \cdot N_d \cdot S_d \cdot D_d \cdot I_d + \gamma \cdot (b/2) \cdot N_b \cdot S_b \cdot D_b \cdot I_b$$

R _d	svislá výpočtová únosnost	
γ _{amr}	efektivní objemová tíha základové půdy nad zákl. spárou	
γ _{amr}	efektivní objemová tíha základové půdy pod zákl. spárou	
b	šířka základu	
N _c	součinitel únosn ČSN 731001 str. 54	
N _d	součinitel únosn ČSN 731001 str. 54	
N _b	součinitel únosn ČSN 731001 str. 54	
d	hloubka založení	
C _d	výpočtová hodnota soudržnosti v kPa	
S _c	součinitele tvaru základu	ČSN 731001
S _d		
S _b		
D _c	součinitele hloubky založení	ČSN 731001
D _d		
D _b		
I _c	součinitele šikmosti zatížení	ČSN 731001
I _d		
I _b		

Výpočtová únosnost (kPa)

1677,8

20,0
20,0
3,3000
28,0442
37,2231
26,9522
1,000
0,0000
1,6600
2,8262
0,0100
1,0550
1,0529
1,0000
1,0000
1,0000
1,0000
33,6
0,5864

max σ_{ef} = 104,8 (69,0) kPa;

R_d = 1677 kPa;

Plošné založení vyhovuje !

Mezivýsledky

Součinitele únosnosti

N _c =	40,7048	pro F _i d větší než 0
N _c =	5,14	pro F _i d = 0
N _d =	28,0442	
N _b =	26,95219	

Součinitele tvaru základu

S _c	1,66
S _d	2,826192
S _b	0,01

Součinitele hloubky založení

D _c	1,055048
D _d	1,052854
D _b	1

Součinitele šikmosti zatížení

I _c	1
I _b	1
I _d	1

Únosnost podloží: testovací verze 1.02

Copyright: J. Valíček - VIA TERRA 2004

7. Závěr.

Na základě předchozích posudků konstrukce podchodu v nejvíce namáhaných průřezích vyhovuje a je tedy reálné v dalším stupni projektové dokumentace podchod jako celek nadimenzovat.

Založení podchodu na geotechnické charakteristiky vyplývající z předběžného geotechnického a doplňujícího inženýrsko-geologického průzkumu evidentně vyhovuje. Při realizaci po provedení výkopů na základovou spáru bude vhodné skutečné základové poměry za účasti geologa, eventuálně i projektanta, konfrontovat s použitými hodnotami v této dokumentaci pro provedení stavby (PDPS).



Ing. Libor Pokorný