

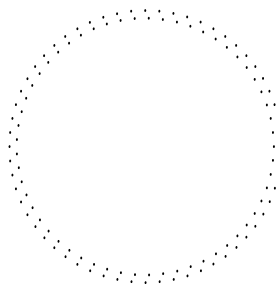
LÁVKA PRO PĚŠÍ PŘES KOLEJIŠTĚ NÁDRAŽÍ V CHEBU

INVESTOR STAVBY

MĚSTO CHEB
náměstí krále Jiřího z Poděbrad 1/14
350 20 Cheb



Souřadný systém: S-JTSK
Výškový systém: Bpv



SO 101

VEDOUCÍ PROJEKTANT	ING. PAVEL SLIWKA		Stráský, Hustý a partneři s.r.o. Bohunická 50 619 00 Brno	
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	ING. JIŘÍ URBAN			
NAVRHL/VYPRACOVAL	ING. ONDŘEJ HUDEC			
KONTROLOVAL	ING. PAVEL SLIWKA			
KRAJ: KARLOVARSKÝ	OKRES: CHEB	KATASTRÁLNÍ ÚZEMÍ: CHEB	STUPEŇ	DÚR+DSP+PDPS
NÁZEV OBJEKTU			DATUM	10/2018
			FORMÁT	A4
			MĚŘÍTKO	-
			Č. ZAKÁZKY	17022
			ARCHIVNÍ Č.	
NÁZEV PŘÍLOHY			Č. SOUPRAVY	Č. VÝKRESU
STATICKÝ VÝPOČET				101.003



Město Cheb

Lávka pro pěší přes kolejiště nádraží v Chebu

SO 101 Nájezdová rampa Riegerova

101.003 Statický výpočet



Obsah

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE OBJEKTU	3
1.1. STAVBA	3
1.2. STAVEBNÍK	3
1.3. SPRÁVCE OBJEKTU	3
1.4. PROJEKTANT	3
2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU	3
3. ÚVOD A CHARAKTER PŘEVÁDĚNÉ KOMUNIKACE.....	3
4. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY	4
4.1. GEOMORFOLOGICKÉ POMĚRY	4
4.2. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	4
4.3. DOKUMENTACE SOND	6
5. GEOMETRIE KONSTRUKCE	7
6. POPIS KONSTRUKCE	9
6.1. CHARAKTERISTIKA OBJEKTU.....	9
6.2. POUŽITÉ MATERIÁLY	9
7. PŘEDPOKLADY VÝPOČTU	10
7.1. VÝPOČTOVÝ MODEL.....	10
7.2. POUŽITÝ SOFTWARE	10
8. ZATÍŽENÍ	11
8.1. STÁLÁ ZATÍŽENÍ	11
8.2. NAHODILÁ ZATÍŽENÍ.....	11
8.3. KOMBINACE ZATÍŽENÍ.....	11
9. NOSNÁ KONSTRUKCE	12
9.1. REAKCE A VNITŘNÍ SÍLY.....	12
9.2. POSOUZENÍ ŽB PRŮŘEZŮ.....	17
9.2.1. Ohyb	17
9.2.2. Smyk	24
9.3. SCHÉMA VYZTUŽENÍ	25
10. ZALOŽENÍ.....	26
11. ZÁVĚR.....	31



1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE OBJEKTU

1.1. Stavba

Název stavby: Lávka pro pěší přes kolejiště nádraží v Chebu
Název objektu: SO 101 Nájezdová rampa Riegerova
Kraj: Karlovarský
Okres: Cheb
Katastrální území: Cheb

1.2. Stavebník

Název a adresa: Město Cheb
náměstí krále Jiřího z Poděbrad 1/14
350 20 Cheb

1.3. Správce objektu

Název a adresa: Město Cheb
náměstí krále Jiřího z Poděbrad 1/14
350 20 Cheb

1.4. Projektant

Název a adresa: Stráský, Hustý a partneři, s.r.o.
Bohunická 50
619 00 Brno

2. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU

Charakteristika objektu: Rampa tvaru „U“ (dvojice opěrných stěn se základovou deskou)
Druh převáděné komunikace: Stezka pro pěší
Šířka mezi zábradlím: 3,05 m
Délka rampy: 18,4 m
Výška stěn: 1,79 – 2,62 m
Šířka základové desky: 3,95 m

3. ÚVOD A CHARAKTER PŘEVÁDĚNÉ KOMUNIKACE

Objekt SO 101 bezprostředně navazuje na konstrukci nové lávky (SO 201), která převádí komunikaci pro pěší přes kolejiště nádraží v Chebu. Objekt tvoří dvojice opěrných stěn spojených společnou základovou deskou, které na západním konci lávky (za opěrou OP1) vytvářejí nájezdovou rampu, vyrovnávající výškový rozdíl mezi komunikací na lávce a přilehlým terénem. Rampa je kolmá na lávku, vede podél ulice Riegerovy, na severní straně je ukončená schodištěm, na jihu umožňuje bezbariérový přístup.



4. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Firmou SG Geotechnika a.s. byl v červnu 2018 proveden inženýrskogeologický průzkum pro stavbu nové lávky pro pěší přes kolejiště železniční stanice v Chebu. Tato kapitola cituje závěry zmíněného průzkumu.

4.1. Geomorfologické poměry

Z hlediska geomorfologického členění reliéfu ČR náleží zájmové území do provincie Česká vysočina, Krušnohorské subprovincie, Podkrušnohorské oblasti, celku Chebská pánev a podcelku Chebská pahorkatina. Zájmová oblast se nachází v jižní části železniční stanice Cheb a náleží do katastrálního území Cheb (650919). Větší část lokality má rovinný charakter a je situována v prostorách železniční stanice a kolejového depa. Nadmořská výška se zde pohybuje mezi 464,3 až 463,3 m n.m. Zbylá část zájmového území je situována mimo areál železnic. Při západním okraji zájmové oblasti v okolí vrtu J1 se terén zvedá až na cca 469 m n.m. Východní část zájmové oblasti představuje park se vzrostlou zelení, nadmořská výška se zde pohybuje mezi 457 až 460 m n.m.

4.2. Inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry

Podle regionálně geologického členění Českého masivu náleží zájmové území do oblasti terciérních podkrušnohorských pánví a v jejím rámci k pánvi Chebské. Svrchu jsou terciérní sedimenty překryty většinou málo mocnou vrstvou kvartérních sedimentů.

Horniny předkvartérního podkladu

Předkvartérní podklad představují terciérní sedimenty vildštejnského souvrství. Zastiženy zde byly písčité jíly, v polohách jílovité písky, převážně šedé až šedozelené, šedomodré barvy, tuhé až pevné (v polohách i měkké) konzistence (GT4-Tp). Jejich povrch byl zastižen v hloubce 2,8 – 5,0 m pod terénem (ve vrtu J8 až od 9,2 m p.t., vzhledem ke skutečnosti, že území se nachází na 5,6 m mocném násypu) s dokumentovanou mocností 0,3 – 7,8 m. Dle makroskopického popisu a s přihlédnutím k výsledkům laboratorních rozborů je dle ČSN 73 6133 a ČSN P 73 1005 zařazujeme do tříd F4 CS, F3 MS (S4 SM, S5 CS, S3 S-F). V rámci vildštejnského souvrství byly v polohách dokumentovány také šedé, šedozelené a místy šedožlutě smouhované plastické jíly měkké až tuhé konzistence (GT3-Tj). Lze je nepravidelně očekávat v malých mocnostech (0,2 – 2,2 m) v rámci celého souvrství a tvoří pak nepropustné polohy mezi relativně propustnějšími jílovito-písčitými zeminami. Dle makroskopického popisu a s přihlédnutím k výsledkům laboratorních rozborů je dle ČSN 73 6133 a ČSN P 73 1005 zařazujeme do tříd F8 CH (F6 CI). Mocnost vildštejnského souvrství v Chebské pánvi dosahuje 20 až 170 m.

V podloží sedimentů vildštejnského souvrství se vyskytují jíly a jílovce cyprisového souvrství s karbonátovými polohami. Podloží pánve tvoří krystalinikum, a to kaolinicky zvětralé fylity a svorové fylity, které vznikly regionální metamorfózou sedimentů pelitického charakteru. Horniny krystalinika ani sedimenty cyprisového souvrství nebyly vrtnými pracemi zastiženy a pro připravovaný projekt nejsou významné.

Kvartérní pokryvné útvary jsou v prostoru staveniště budovány fluvialními sedimenty a navážkami.

Antropogenní navážky (GT1-An) jsou zastoupeny v celé ploše staveniště. Byly zde zastiženy variabilně pestré zeminy charakteru písčitých jílu a hlín, doprovázené v polohách se stavebním odpadem (cihly, beton, škvára apod.), podružně s kameny, dále plastické jíly měkké až tuhé konzistence. V prostorech železniční stanice a kolejového depa je třeba počítat také s výskytem pražcového podloží a konstrukční vrstvy tělesa železničního spodku. Dále třeba zmínit, že v místech projektovaných základů se mohou nacházet pozůstatky starých základů. Dokumentovaná mocnost navážek je 2,4 – 7,5 m. Ve vrtu J8 byl dokumentován 5,6 m mocný násyp tvořen jílovitým (hlinitým) pískem. Na základě makroskopického popisu je dle ČSN 73 6133 a ČSN P 73 1005 zařazujeme do tříd F3 MS Y, F4 CS Y + (cb), F8 CH Y a S5 CS Y, S4 SM Y.



V podloží byly dokumentovány nesouvislé reliktu fluvialních a deluviofluvialních jemnozrnných sedimentů (GT2-Qf), zcela podružně s vložkami štěrkovitých zemin o mocnosti do 0,2 m (zastiženo pouze ve vrtu J8). Zastižené fluvialní a deluviofluvialní sedimenty lze charakterizovat převážně jako vysoce plastické jíly až hlíny, tmavě šedé až šedohnědé, s měkkou až tuhou konzistencí, s významným podílem organické příměsi představující tlející zbytky rostlin. Jejich povrch byl zastižen ve vrtech J5, J8 a J9 v hloubce 2,9 – 7,5 m pod terénem s dokumentovanou mocností 0,5 – 1,7 m. Na základě makroskopického popisu je dle ČSN 73 6133 a ČSN P 73 1005 zařazujeme do tříd F7 MH O, F8 CH O (podružné vložky G4 GM).

Z hlediska hydrogeologické rajonizace je zájmové území součástí rajonu 2110 – Chebská pánev. Jedná se o hlubokou tektonickou depresi, která drénuje podzemní vody širokého okolí. V terciárním jílovito-písčitém souvrství bývá vyvinuto i několik horizontů podzemní vody, které jsou od sebe oddělené nepropustnými jílovitými vrstvami. Vzhledem k ochrannému pažení v průběhu vrtání, nebylo možné dostatečně zmapovat jejich průběh. Kromě podzemní vody vázané na terciární uloženiny se dá ve svrchních polohách (navážky a kvartérní sedimenty) očekávat podzemní voda s průlinovou propustností s volnou hladinou s úzkou vazbou na intenzitu srážek.

Celkově lze tedy říci, že v zájmové oblasti není vytvořen jednotný horizont podzemní vody, nýbrž řada samostatných relativně slabě propustných horizontů navzájem od sebe oddělených nepropustnými polohami.

Hladina podzemní vody byla průzkumnými pracemi zastižena ve všech vrtech. Ve vrtu J1 v úrovni 2,3 m a 11,9 m p.t., ve vrtu J5 v úrovni 4,1 m a 8,25 m p.t., ve vrtu J8 v úrovni 13,0 m p.t., ve vrtu J9 v úrovni 5,0 m p.t., a ve vrtu J11 v úrovni 3,8 m p.t. Ustálena hladina podzemní vody byla měřena pouze ve vrtu J5 a to po 18 h, kdy se ustálila v hloubce 2,4 m p.t. V ostatních případech nebylo možné ustálené hladiny podzemní vody ve vrtech měřit, jelikož po odpažení došlo k zavalení vrtů. Pro přesnější informace o charakteru zvodnění i úrovni ustálené hladiny podzemní vody by bylo nutno vybudovat v zájmovém území vystrojené vrtu a pohyb hladiny podzemní vody v nich dlouhodobě monitorovat.

Z výsledků laboratorních rozborů je patrné, že podzemní voda odebraná ze sondy J5 vykazuje střední CO₂ agresivitu na betonové konstrukce hodnocenou stupněm XA2 a podzemní voda odebraná ze sondy J11 nevykazuje agresivitu na betonové konstrukce dle normy ČSN EN 206-1: Beton – část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba.

Propustnost terciárních sedimentů nebyla průzkumem přímo zjišťována. Na základě průběhu zrnitostních křivek lze pro geotyp GT3-Tj orientačně uvažovat hodnotu koeficientu hydraulické vodivosti $k_f < 3 \cdot 10^{-8}$ m.s⁻¹ a pro GT4-Tp v řádu $< 3 \cdot 10^{-8} - 1 \cdot 10^{-7}$ m.s⁻¹. Jedná se tedy o nepropustné až velmi slabě propustné prostředí dle klasifikace J. Jetel (1973).

Hydrologicky náleží zájmové území do povodí řeky Labe, dílčí povodí do řeky Ohře (č. hydrologického pořadí 1-13-01-014).

Je třeba upozornit, že stavební záměr se nachází v pásmu hygienické ochrany II. stupně vodního zdroje Jesenice-Nebanice a v ochranném pásmu přírodních léčivých zdrojů a zdrojů přírodních minerálních vod III. stupně Františkovy Lázně.

Podle ČSN EN 1998-1 ed.2 (2013) a její změny Z1 (2016) se zájmové území nachází v seizmické oblasti, pro níž je hodnota referenčního zrychlení základové půdy $a_{gr} = 0,06g$. Tuto skutečnost je třeba v projektu zohlednit a postupovat při návrhu v souladu s příslušnou normou.

V průběhu realizace stavby je nutné provádět řádný geotechnický dozor, který bude srovnávat skutečně zastižené poměry s předpoklady projektu a průzkumu a bude adekvátně reagovat na zjištěné skutečnosti.

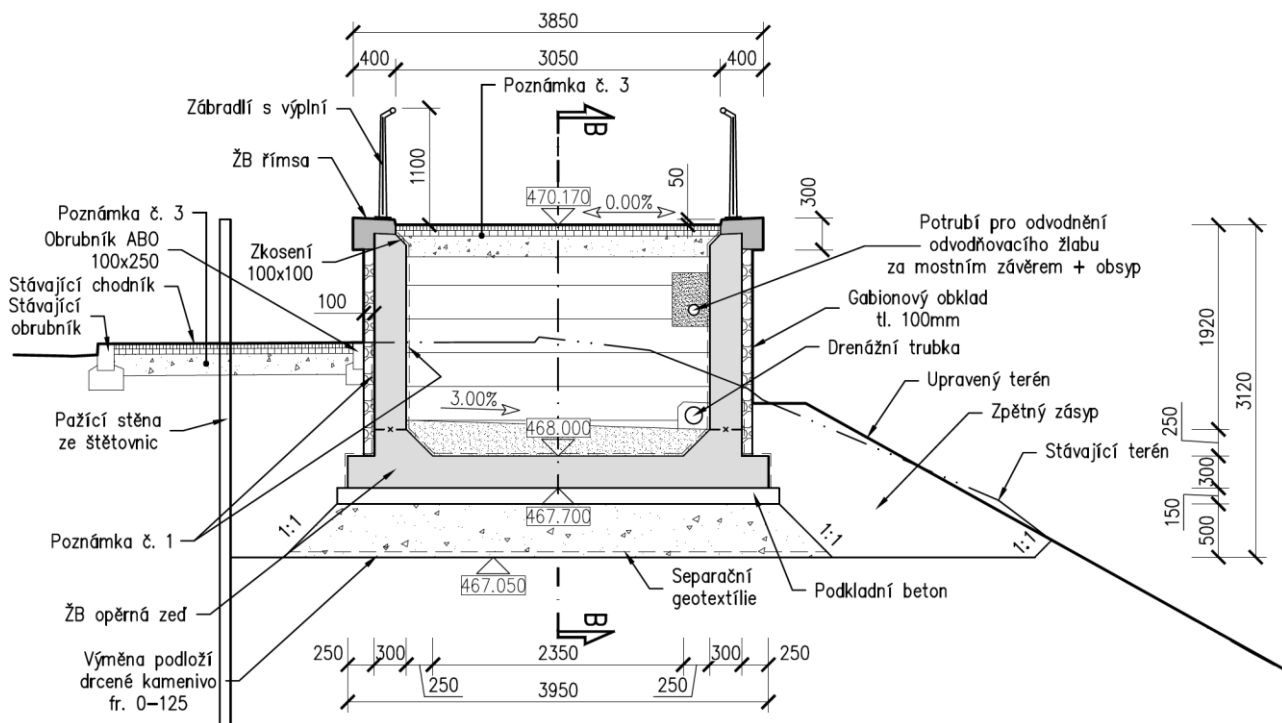


4.3. Dokumentace sond

Základové poměry v místě rampy SO 101 vystihuje vrtaná sonda J1.

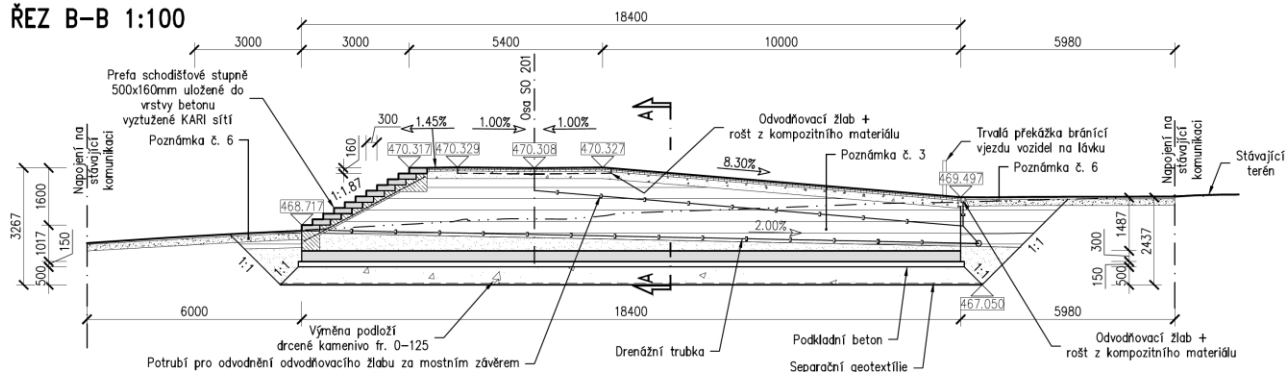
GEOLOGICKÁ DOKUMENTACE VRTU

Projekt Cheb-Lávka pro pěší-IGP						Označení vrtu J1		
Zakázka číslo 18.0062.123Z22		Vrtáno 03. 05. 2018		Výška (m n. m.) B.p.v. Z = 468,77		Souřadnice S-JTSK Y = 887 565,06 X = 1022 896,73		
Objednatel Město Cheb				HPV naražená 11,9 m (456,9 m n. m.)		HPV ustálená Nezastižena		Stránka 1 z 1
GEOLOGICKÝ POPIS ZEMIN A HORNIN								
Stratigrafie		Nadmořská výška (m)		Vrtný profil		Hloubka (Mocnost) (m)		ČSN P 73 1005 - zařízení
Hladina podzemní vody (m)		Vzorek Lab. číslo						- těžkost
								vrtatelnost
R	467,57		(1,20) 1,20			navážka - hlína písčitá s drobným šterkem, hnědá, tuhá		F4 CS Y I I
R	465,77		(1,80) 3,00			navážka - jíl plastický, hnědý, měkký, na bázi sv. hnědý		F8 CH Y I I
T	465,37		3,40			jíl sv. žlutošedý smouhovaný, plastický, tuhý, Op= 140-180 kPa		F8 CH I I
T	464,77		4,00			jíl písčité, žlutý, šedé smouhovaný, tuhý, až měkký, Op= 80 – 100 kPa		F4 CS I I
T			(2,20)			jíl plastický, šedý, místy žluté smouhovaný, tuhý, Op= 100 – 160 kPa		F8 CH I I
T	462,57		6,20					
T			(5,10)			Jíl písčité, sv. šedý až sv. šedožluté smouhovaný, tuhý (pevný) Op= 200 – 260 (400) kPa, v polohách pisek jílovitý		F4 CS (S5 CS) I I
T	457,47		11,30					
T	456,87		11,90			jíl plastický, šedožlutý, smouhovaný, tuhý, Op= 100 – 200 kPa		F8 CH I I
T			(3,30)			jíl písčité, šedomodré, místy žlutohnědo smouhovaný, tuhý, v polohách pisek jílovitý		F4 CS (S5 CS) I I-II
T	453,57		15,20					
T	452,77		(0,80) 16,00			jíl písčité šedomodré, pevný, Op=400 kPa		F4 CS I I
Vrt byl ukončen v hloubce 16,00 m.								
Údaje o vrtání				Legenda				POZNÁMKA
Průběh vrtání Datum		Technické pažení Hloubka Prům. (mm)		Vrtný průměr Hloubka Prům. (mm)		↓ Naražená hladina podzemní vody ↓ Ustálená hladina podzemní vody Vzorky ☒ Porušený vzorek		hladina podzemní vody byla naražena také v úrovni 2,3 m p.t. (466,47 m n.m.), ustálena hladina PV z důvodu zavalení stěn vrtu neměřena
Všechny rozměry jsou v metrech. Měřítko 1 : 100				Souprava Vrtmistr		Dokumentoval(a) Mgr. M. Kollár		Zpracoval(a) Mgr. M. Kollár
ADB/MB Atego O. Potančuk								



Obr. 2 Příčný řez

ŘEZ B-B 1:100



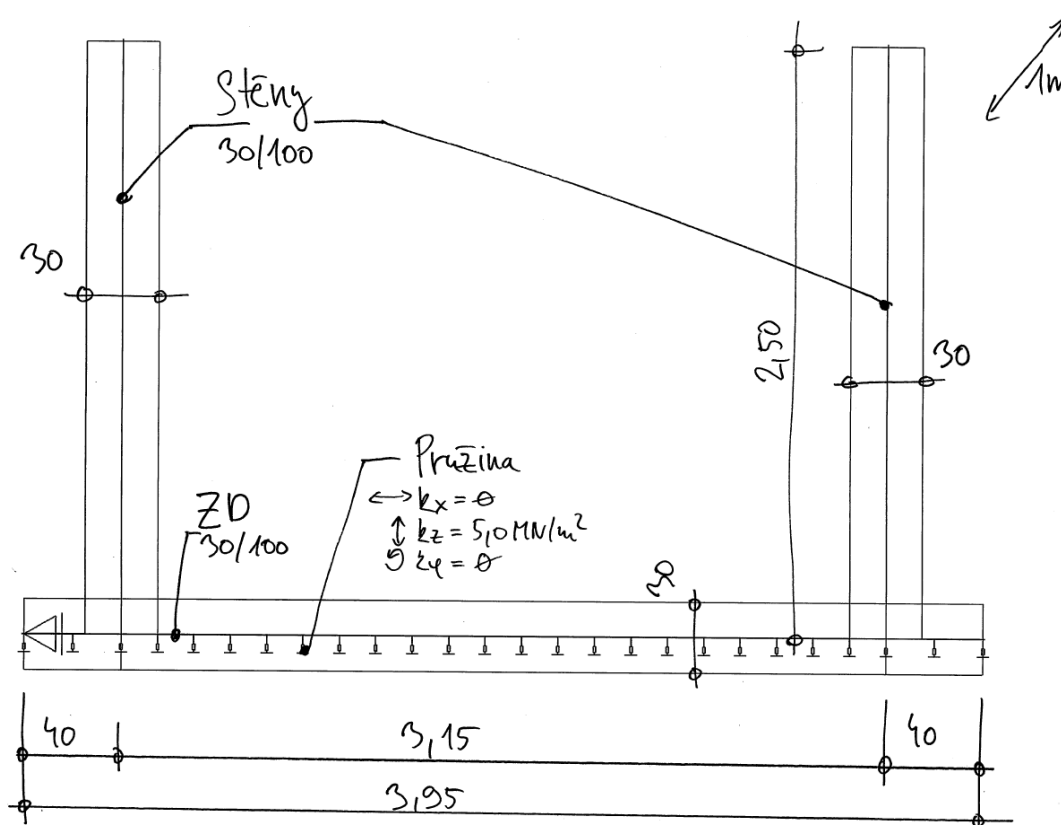
Obr. 3 Podélný řez

7. PŘEDPOKLADY VÝPOČTU

7.1. Výpočtový model

Pro stanovení vnitřních sil a napětí v základové spáře byl vytvořen výpočtový MKP model. Byl modelován výsek rampy délky 1,0 m v nejvyšší části. Stěny a deska byly modelovány pomocí prutů. Konstrukce je uložena prostřednictvím liniové pružinové podpory.

Při návrhu stěn bylo uvažováno s působením tlaku zeminy v klidu. Při posouzení únosnosti základové půdy a sedání bylo uvažováno s neodvodněnými podmínkami.



Obr. 5 Výpočtový model

7.2. Použitý software

Použitý software:

- Scia Engineer, verze 2009 (deskostěnový MKP model)
- Betprur (posudek ŽB průřezu)
- Geo5 – Patky, Fine spol. s r.o.

8. ZATÍŽENÍ

8.1. Stálá zatížení

Vlastní tíha ŽB konstrukce

Vlastní tíha ŽB konstrukce uvažována $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Odpovídající zatížení je generováno přímo výpočtovým programem.

Svislé zatížení zásypem

Tíha zeminy

$$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$$

Zatížení uvnitř rampy

$$q_i = \gamma \cdot h_1 = 20,0 \cdot 2,50 = 50,0 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení základového odstupku

$$q_e = \gamma \cdot h_2 = 20,0 \cdot 1,25 = 25,0 \text{ kN/m}^2$$

Vliv zhutňování

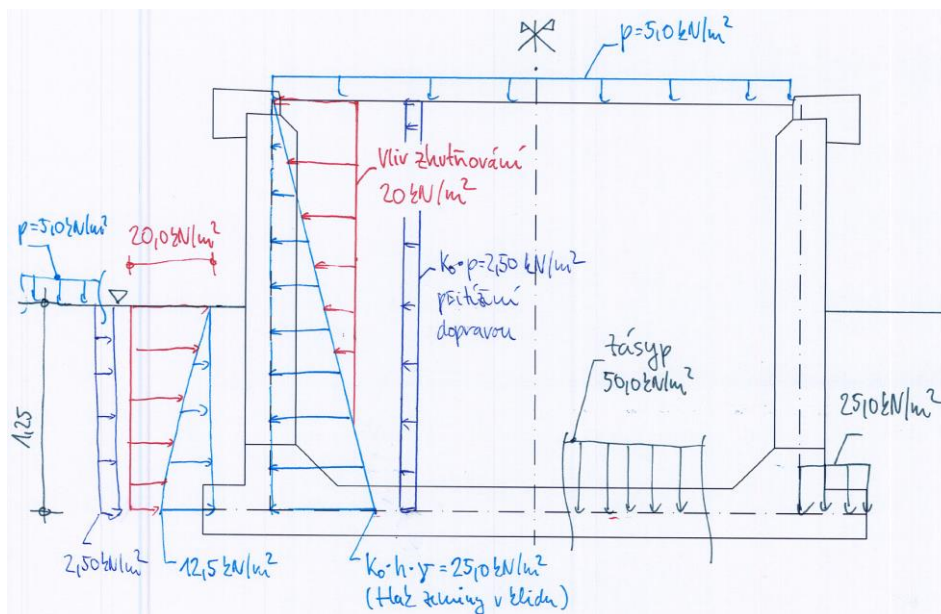
Zhutňování lehkou mechanizací uvažováno bočním tlakem hodnoty $20,0 \text{ kN/m}^2$ působícím do hloubky $2,0 \text{ m}$ pod úroveň terénu.

8.2. Nahodilá zatížení

Přetížení od chodců na rampě i na přilehlém terénu uvažováno $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$.

Boční tlak na stěny $q_h = K_0 \cdot p = 0,5 \cdot 5,0 = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

Klimatická zatížení nejsou uvažována.



Obr. 6 Schéma zatížení

8.3. Kombinace zatížení

Pro stanovení maximálních účinků byl uvažován stav, kdy je rampa uvnitř plně zasypána, včetně vlivu zhutňování a zatížení dopravou, zatímco zvenku žádné zatížení nepůsobí (rampa je zvenku odkopaná). Zrcadlově byl uvažován i opačný stav, tedy rampa odkopaná vevnitř, zatímco přilehlý terén rampu zatěžuje.

Vyhodnocují se tři kombinace zatížení dle ČSN EN 1990:

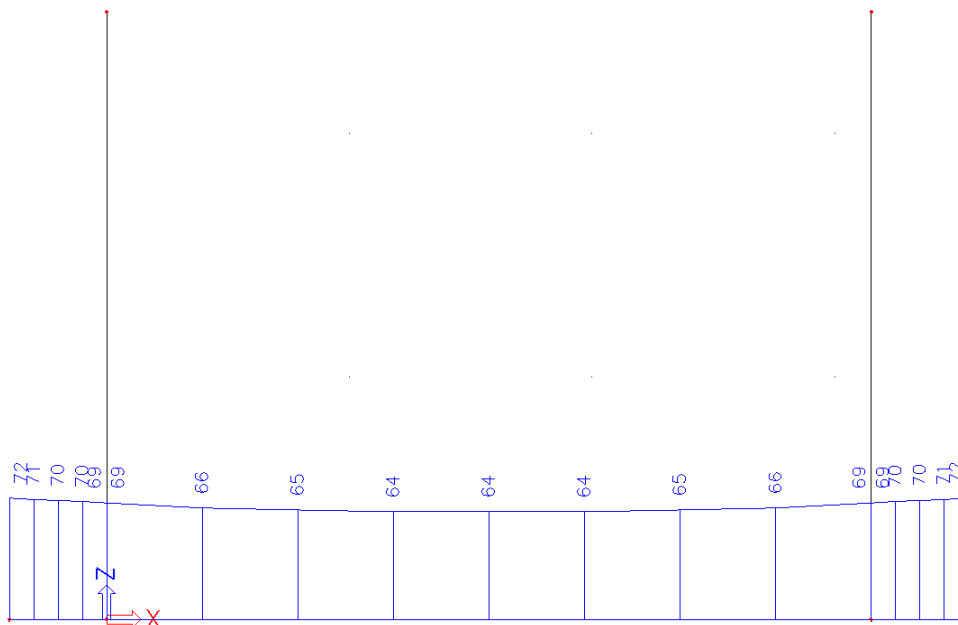
MSÚ – Kombinace 6.10 ($\gamma_G = 1,35, \gamma_Q = 1,50$)

MSP – Kombinace charakteristická

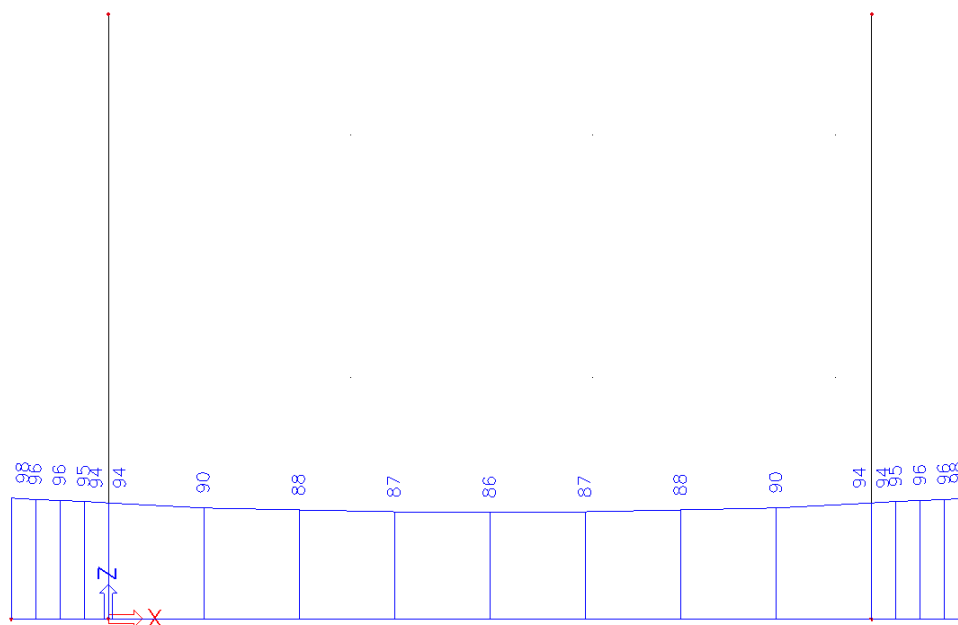
MSP – Kombinace kvazistálá ($\Psi_2 = 0,60$)

9. NOSNÁ KONSTRUKCE

9.1.Reakce a vnitřní síly

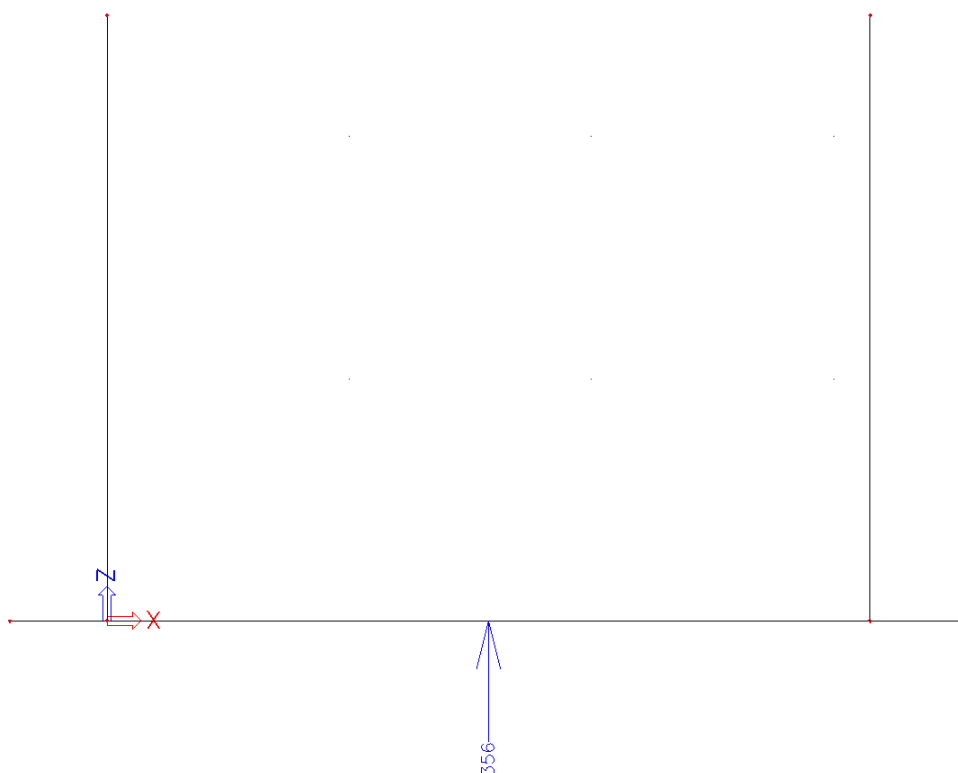


Obr. 7 Kontaktní napětí – charakteristická kombinace

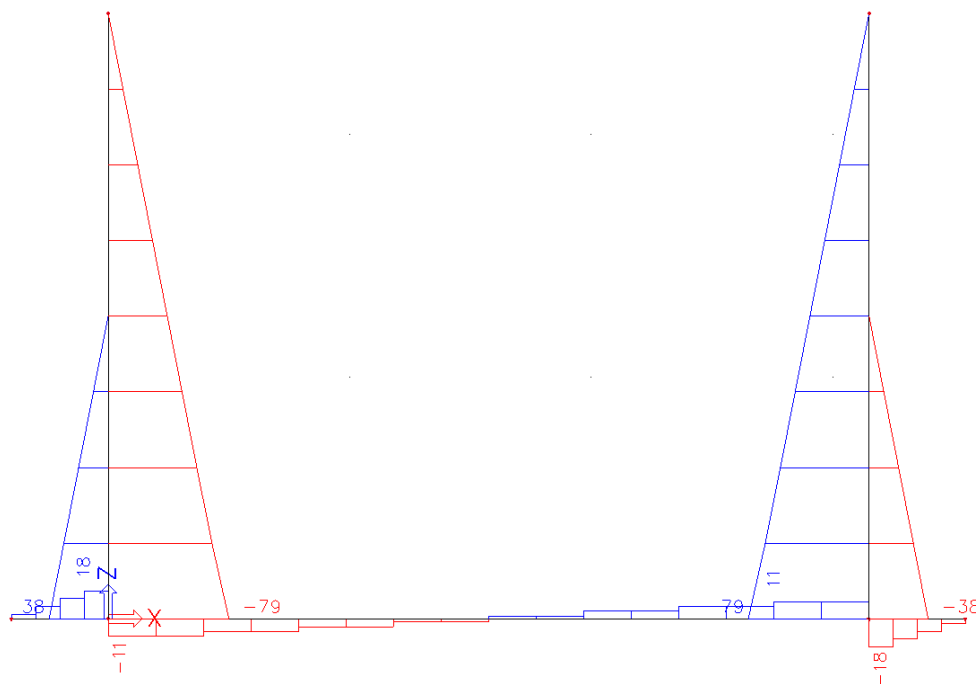


Obr. 8 Kontaktní napětí – kombinace 6.10



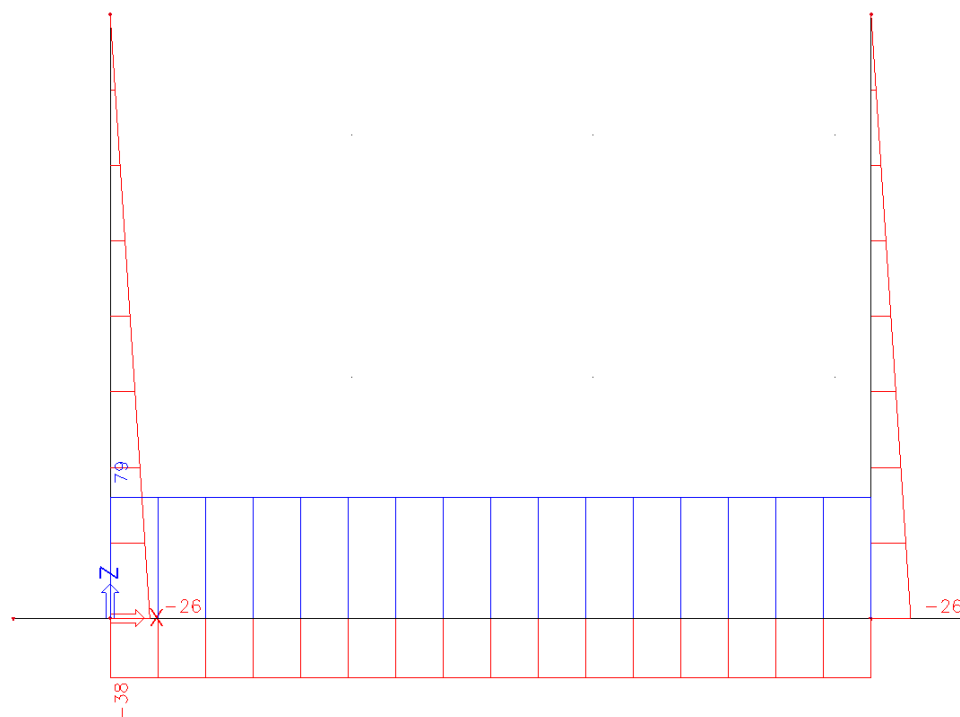


Obr. 9 Výslednice – kombinace 6.10

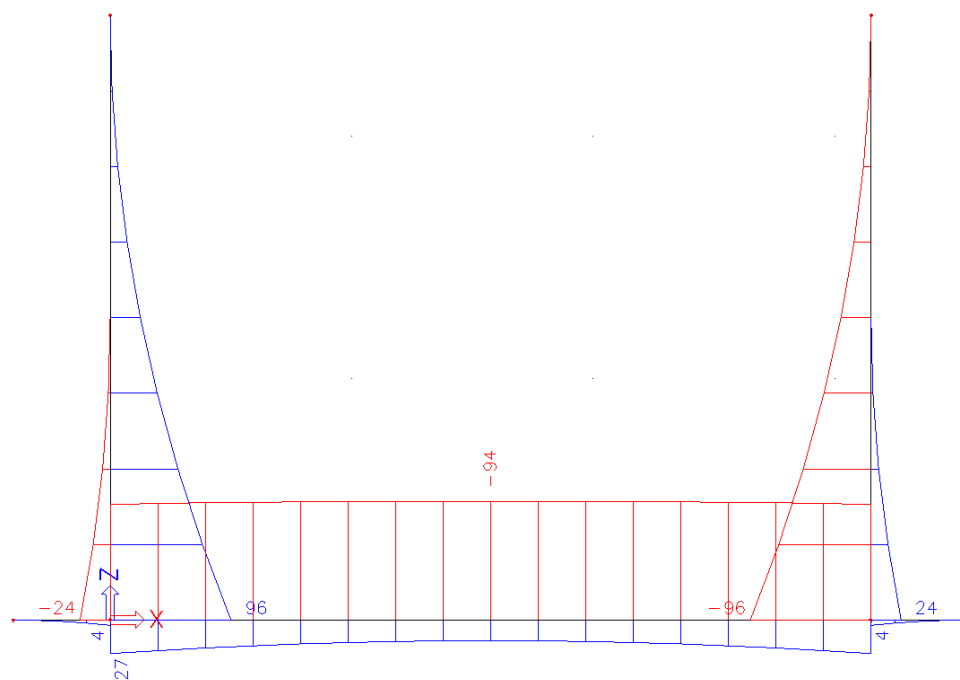


Obr. 10 Posouvající síla – kombinace 6.10



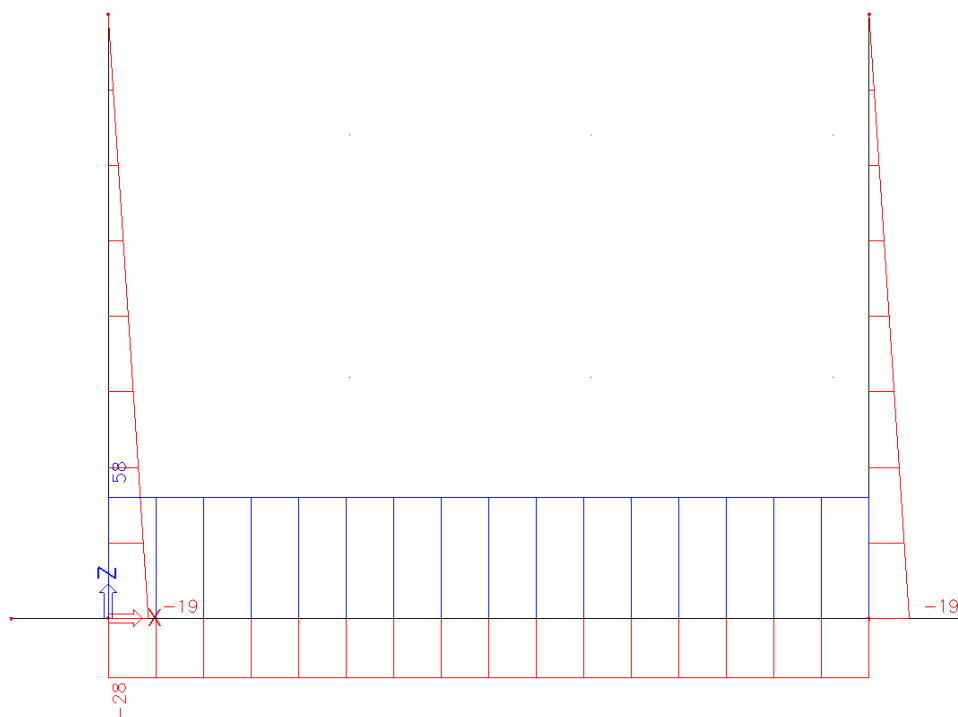


Obr. 11 Normálová síla – kombinace 6.10

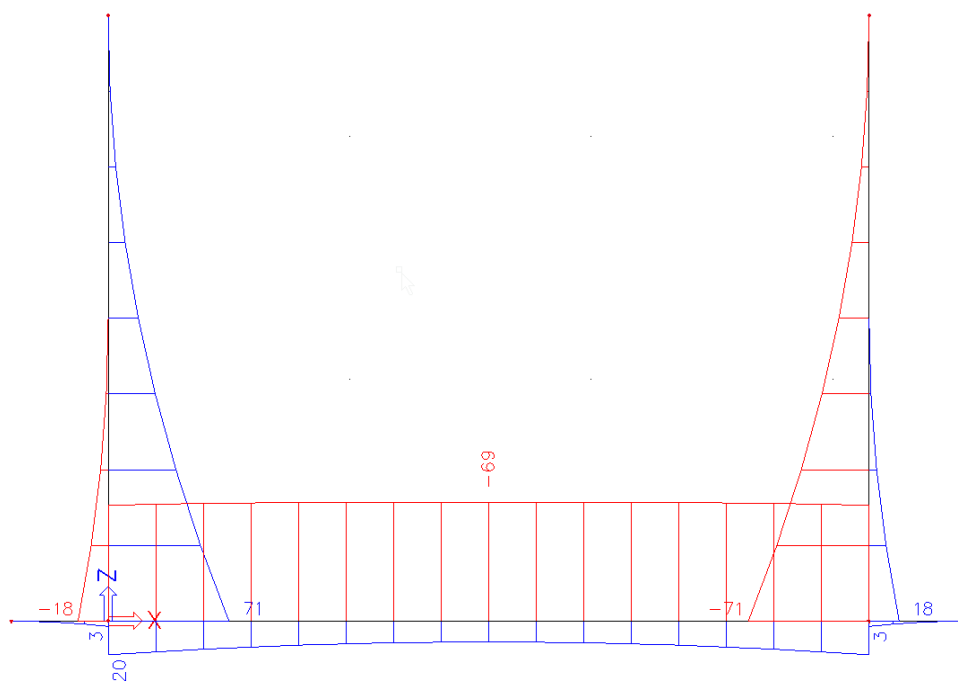


Obr. 12 Ohybový moment – kombinace 6.10

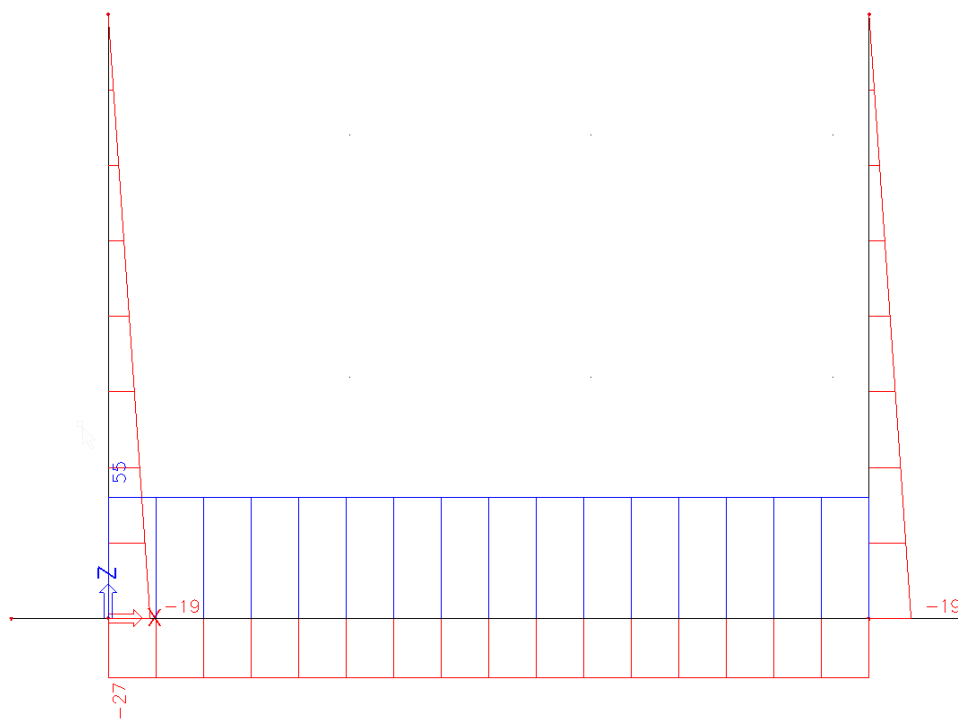




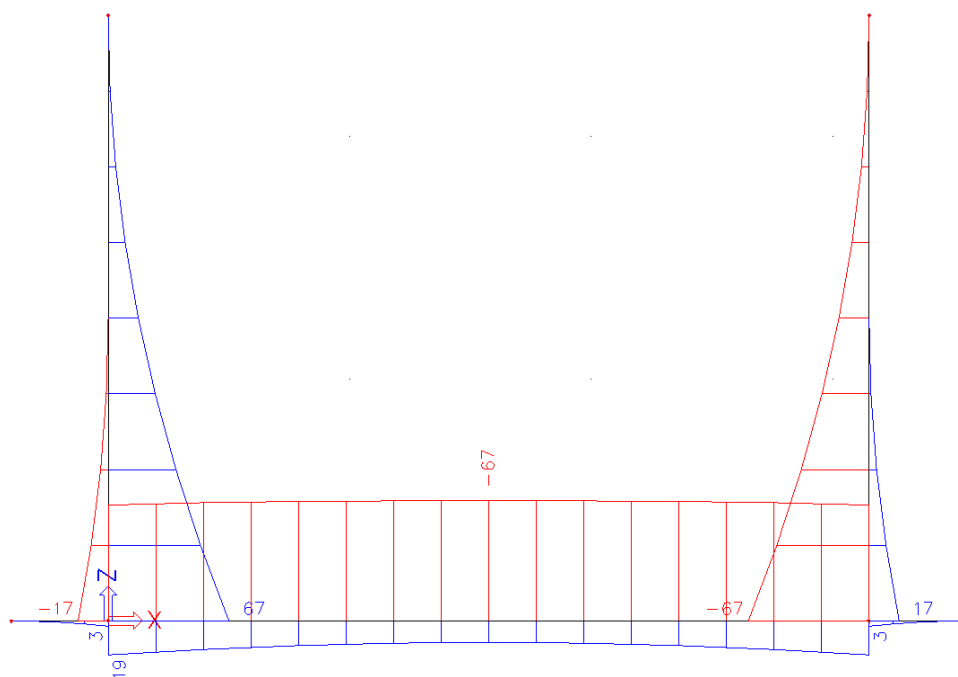
Obr. 13 Normálová síla – charakteristická kombinace



Obr. 14 Ohybový moment – charakteristická kombinace



Obr. 15 Normálová síla – kvazi-stálá kombinace



Obr. 16 Ohybový moment – kvazi-stálá kombinace

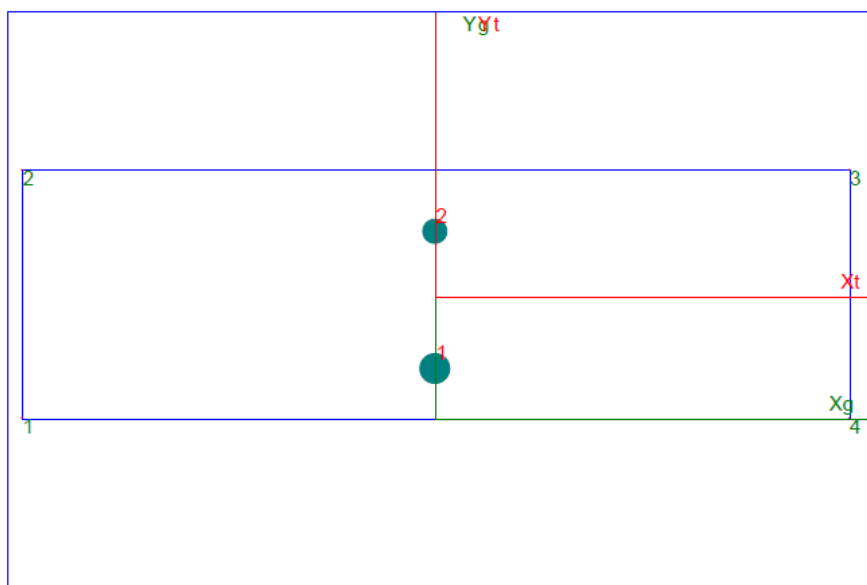


9.2. Posouzení ŽB průřezů

Všechny průřezy mají stejný materiál, rozměr i krytí výztuže. Maximální smyk vzniká ve vetknutí stěny do základové desky. Maximální ohybový moment vzniká také ve vetknutí stěny do základové desky, v samotné základové desce zůstává ohybový moment přibližně konstantní, vlivem vodorovného zatížení se k němu ovšem připojuje navíc tahová normálová síla. Z hlediska návrhu je proto rozhodující průřez v základové desce. Stěna ve vetknutí do desky pak bude vyztužena totožně.

9.2.1. Ohyb

Železobetonový průřez je posouzen s ohledem na mezní stav únosnosti, na omezení napětí a na šířku trhlin. Pro posouzení byl použit program Betprur.



EC2 EN 1992-1-1

Průřezové Charakteristiky

A_b [m ²]	=	0,3000
A_s [m ²]	=	0,00343498
$\alpha_{eff-char}$	=	15,000
$\alpha_{eff-Kvazi}$	=	15,000
$\alpha_{eff-Častá}$	=	15,000
n_{Obrys}	=	4
n_{Vyztuz}	=	2
$n_{Předpětí}$	=	0
n_{ZS}	=	6

Opis Vstupních údajů

Moduly pružnosti	E_c [MPa]	E_s [MPa]
	33000,0	200000,0

Pevnosti	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]
	-30,0	-18,0	500,0	434,8

Charakteristiky betonu : ϵ_{cu3} (ϵ_{c3}) = -3,50‰ $\eta = 1,00$ $\lambda = 0,80$ $\gamma_c = 1,50$ $\gamma_s = 1,15$ $\alpha_{cc} = 0,90$ $\alpha_{ct} = 1,00$
Mimořádná kombinace $\gamma_c = 1,20$ $\gamma_s = 1,00$

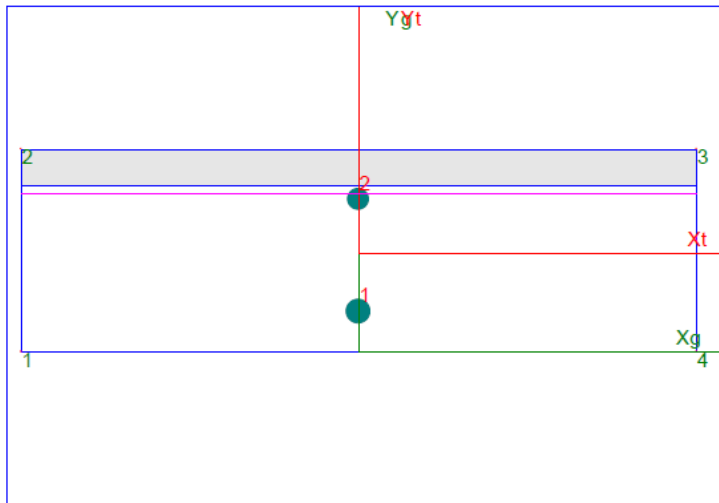
Beton	P.č.	X [m]	Y [m]	P.č.	X [m]	Y [m]
	1	-0,500	0,000	3	0,500	0,300
	2	-0,500	0,300	4	0,500	0,000

Výztuž	P.č.	X [m]	Y [m]	Prum [m]	Počet	Plocha [m ²]
	1	0,000	0,060	0,0200	6,667	0,0020945
	2	0,000	0,225	0,0160	6,667	0,0013405



Zatěžovací Stav 1 : ULS-int / ULS kombinace

N	Mx	My	Ty
79,0	96,0	0,0	0,0



EC2 EN 1992-1-1

N_{Rd} [kN]	=	79,00
M_{Rd} [kNm]	=	190,32
M_{XRd} [kNm]	=	190,32
M_{YRd} [kNm]	=	0,00
α_{fau}	=	0,000

DRCENÍ BETONU

Využití : 50,44 %

Nulová osa P.č.	X[m]	Y[m]			P.č.	X[m]	Y[m]		
1	-0,500	0,234			2	0,500	0,234		
Beton P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]	ϵ	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]	ϵ
1	-0,500	0,000	0,000	0,012337	3	0,500	0,300	-18,000	-0,003500
2	-0,500	0,300	-18,000	-0,003500	4	0,500	0,000	0,000	0,012337
Výztuž P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]	ϵ	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]	ϵ
1	0,000	0,060	434,783	0,009169	2	0,000	0,225	91,830	0,000459

Extrémní hodnoty napětí

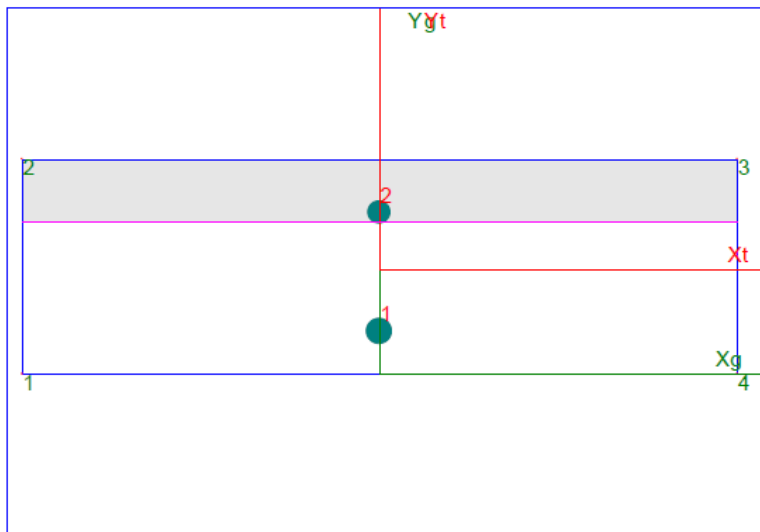
	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]		P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]
Beton	1	-0,500	0,000	0,000		2	-0,500	0,300	-18,000
Výztuž	1	0,000	0,060	434,783		2	0,000	0,225	91,830
Předpětí	1	0,000	0,000	0,000		2	0,000	0,000	0,000

Přesnost výpočtu : N : 0,000 % Mx : 0,001 % My : 0,000 %
Nb: -954,75 Na : 1033,75 Na1: 0,00 Nv: 0,00



Zatěžovací Stav 2 : CHAR-int / Charakteristická kombinace

N	Mx	My	Ty
58,0	71,0	0,0	0,0



**EC2 EN 1992-1-pružný
Průřezové Charakteristiky
Ideální průřez**

A [m2]	=	0,1388
Xt [m]	=	0,0000
Yt [m]	=	0,2074
Ixt [m4]	=	0,0009535
Iyt [m4]	=	0,007272
Ab [m2]	=	0,0873
As [m2]	=	0,00343498

Natočení neutrálné osy
Alfa = 0,00000

Vyloučený tah v betonu

Nulová osa P.č.				X[m]	Y[m]	P.č.				X[m]	Y[m]			
1				-0,500	0,213	2				0,500	0,213			
Beton	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.							X[m]	Y[m]	σ[MPa]
	1	-0,500	0,000	0,000	3							0,500	0,300	-6,803
	2	-0,500	0,300	-6,803	4							0,500	0,000	0,000
Výztuž	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.							X[m]	Y[m]	σ[MPa]
	1	0,000	0,060	178,595	2							0,000	0,225	-14,345
Extrémní hodnoty napětí														
	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.							X[m]	Y[m]	σ[MPa]
Beton	1	-0,500	0,000	0,000	2							-0,500	0,300	-6,803
Výztuž	1	0,000	0,060	178,595	2							0,000	0,225	-14,345
Předpětí	1	0,000	0,000	0,000	2							0,000	0,000	0,000

Extrémní hodnoty napětí

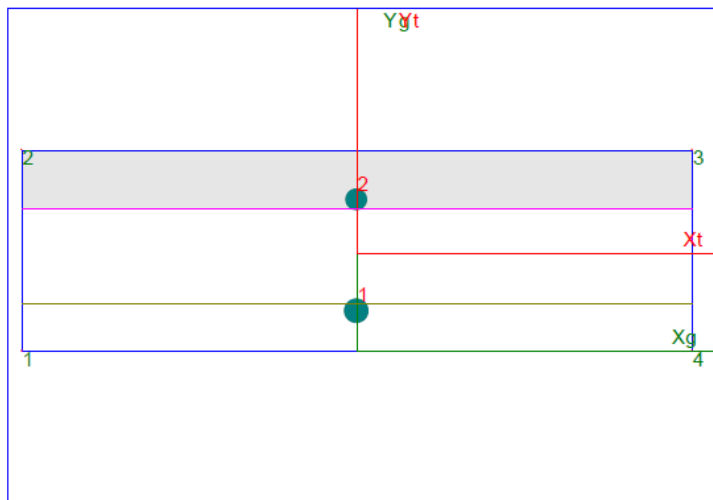
			P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.			X[m]	Y[m]	σ[MPa]
Beton			1	-0,500	0,000	0,000	2			-0,500	0,300	-6,803
Výztuž			1	0,000	0,060	178,595	2			0,000	0,225	-14,345
Předpětí			1	0,000	0,000	0,000	2			0,000	0,000	0,000

Přesnost výpočtu : N : 0,000 % Mx : 0,001 % My : 0,000 %
Nb: -296,84 Na : 374,07 Na1: -19,23 Nv: 0,00



Zatěžovací Stav 3 : KVAZI-int / Kvazi-stálá kombinace

N	Mx	My	Ty
55,0	67,0	0,0	0,0



**EC2 EN 1992-1-pružný
Průřezové Charakteristiky
Ideální průřez**

A [m ²]	=	0,1388
x _t [m]	=	0,0000
y _t [m]	=	0,2074
I _{xt} [m ⁴]	=	0,0009535
I _{yt} [m ⁴]	=	0,00727
A _b [m ²]	=	0,0872
A _s [m ²]	=	0,00343498

Natočení neutrální osy
Alfa = 0,00000

Vyloučený tah v betonu

Nulová osa P.č.	X[m]	Y[m]	P.č.	X[m]	Y[m]
1	-0,500	0,213	2	0,500	0,213

Beton	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
	1	-0,500	0,000	0,000	3	0,500	0,300	-6,419
	2	-0,500	0,300	-6,419	4	0,500	0,000	0,000

Výztuž	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
	1	0,000	0,060	168,598	2	0,000	0,225	-13,512

Extrémní hodnoty napětí

	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
Beton	1	-0,500	0,000	0,000	2	-0,500	0,300	-6,419
Výztuž	1	0,000	0,060	168,598	2	0,000	0,225	-13,512
Předpětí	1	0,000	0,000	0,000	2	0,000	0,000	0,000

Přesnost výpočtu : N : 0,000 % Mx : 0,001 % My : 0,000 %
Nb: -280,02 Na : 353,13 Na1: -18,11 Nv: 0,00

Trhlínky ČSN EN 1992-1-1

$$w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \Phi / \rho_{p,eff} \quad \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})] / E_s$$

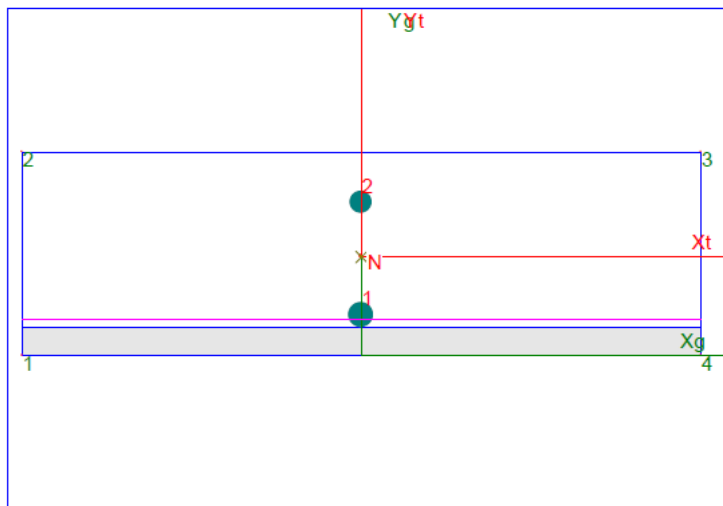
$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,eff}$$

σ _s [MPa]	ρ _{p,eff}	α _e	Φ [m]	c [m]	A _{c,eff} [m ²]	ε _{sm} -ε _{cm}	S _{r,max} [m]	w _k [mm]
168,60	0,0295	6,0606	0,0200	0,0650	0,0709	0,000506	0,2320	0,117
k _t	A _s [m ²]	A _p [m ²]	f _{ct,eff} [MPa]	ξ ₁	y _{c,eff} [m]	k ₁	k ₂	k ₃
0,6000	0,00209	0,00000	2,9000	0,7071	0,0709	0,80	0,50	1,80



Zatěžovací Stav 4 : ULS-ext / ULS kombinace

N	Mx	My	Ty
0,0	-30,0	0,0	0,0



EC2 EN 1992-1-1

N_{Rd} [kN]	=	0,00
M_{Rd} [kNm]	=	125,85
M_{XRd} [kNm]	=	-125,85
M_{YRd} [kNm]	=	0,00
Alfau	=	180,000

DRCENÍ BETONU

Využití : 23,84 %

Nulová osa					P.č.					
P.č.		X[m]	Y[m]		P.č.		X[m]	Y[m]		
1		-0,500	0,053		2		0,500	0,053		
Beton	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]	ϵ	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]	ϵ
	1	-0,500	0,000	-18,000	-0,003500	3	0,500	0,300	0,000	0,016203
	2	-0,500	0,300	0,000	0,016203	4	0,500	0,000	-18,000	-0,003500
Výztuž	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]	ϵ	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]	ϵ
	1	0,000	0,060	88,125	0,000441	2	0,000	0,225	434,783	0,011277

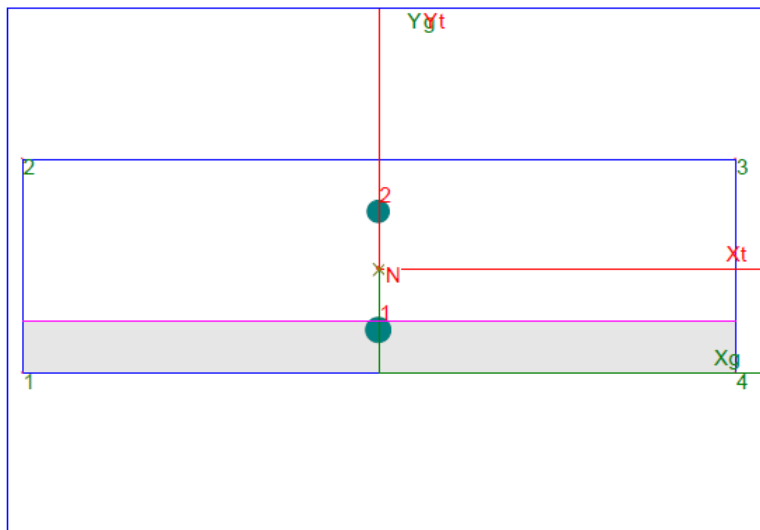
Extrémní hodnoty napětí

	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ [MPa]
Beton	2	-0,500	0,300	0,000	1	-0,500	0,000	-18,000
Výztuž	2	0,000	0,225	434,783	1	0,000	0,060	88,125
Předpětí	2	0,000	0,000	0,000	1	0,000	0,000	0,000

Přesnost výpočtu : N : 0,000 % Mx : -0,003 % My : 0,000 %
Nb: -767,39 Na : 767,39 Na1: 0,00 Nv : 0,00

Zatěžovací Stav 5 : CHAR-ext / Charakteristická kombinace

N	Mx	My	Ty
0,0	-20,0	0,0	0,0



**EC2 EN 1992-1-pružný
Průřezové Charakteristiky
Ideální průřez**

A [m ²]	=	0,1244
Xt [m]	=	0,0000
yt [m]	=	0,0729
Ixt [m ⁴]	=	0,0005995
Iyt [m ⁴]	=	0,006074
Ab [m ²]	=	0,0729
As [m ²]	=	0,00343498

Natočení neutrálné osy
Alfa = 180,00000

Vyloučený tah v betonu

Nulová osa P.č.	X[m]	Y[m]		P.č.	X[m]	Y[m]	
1	-0,500	0,073		2	0,500	0,073	
Beton P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
1	-0,500	0,000	-2,431	3	0,500	0,300	0,000
2	-0,500	0,300	0,000	4	0,500	0,000	-2,431
Výztuž P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
1	0,000	0,060	-6,448	2	0,000	0,225	76,084

Extrémní hodnoty napětí

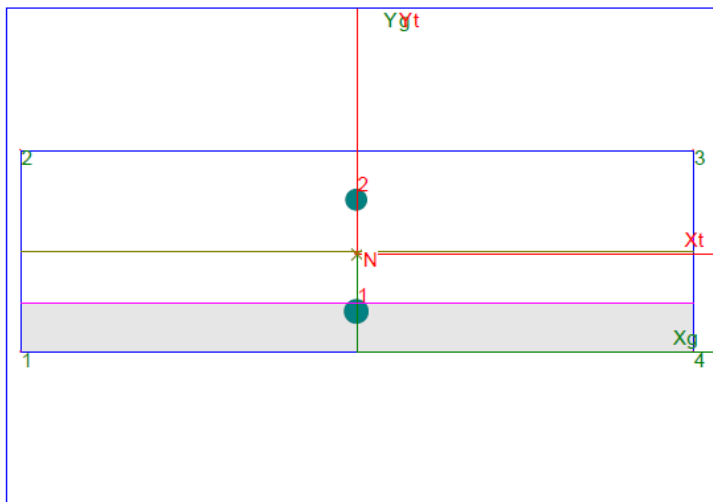
	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
Beton	2	-0,500	0,300	0,000	1	-0,500	0,000	-2,431
Výztuž	2	0,000	0,225	76,084	1	0,000	0,060	-6,448
Předpětí	2	0,000	0,000	0,000	1	0,000	0,000	0,000

Přesnost výpočtu : N : 0,000 % Mx : 0,002 % My : 0,000 %
Nb: -88,58 Na : 101,99 Na1: -13,50 Nv: 0,00



Zatěžovací Stav 6 : KVAZI-ext / Kvazi-stálá kombinace

N	Mx	My	Ty
0,0	-19,0	0,0	0,0



**EC2 EN 1992-1-pružný
Průřezové Charakteristiky
Ideální průřez**

A [m ²]	=	0,1244
x _t [m]	=	0,0000
y _t [m]	=	0,0729
I _{xt} [m ⁴]	=	0,0005995
I _{yt} [m ⁴]	=	0,006074
A _b [m ²]	=	0,0729
A _s [m ²]	=	0,00343498

Natočení neutrální osy
Alfa = 180,00000

Vyloučený tah v betonu

Nulová osa P.č.	X[m]	Y[m]		P.č.	X[m]	Y[m]	
1	-0,500	0,073		2	0,500	0,073	
Beton P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
1	-0,500	0,000	-2,309	3	0,500	0,300	0,000
2	-0,500	0,300	0,000	4	0,500	0,000	-2,309
Výztuž P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
1	0,000	0,060	-6,126	2	0,000	0,225	72,278

Extrémní hodnoty napětí

	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]	P.č.	X[m]	Y[m]	σ[MPa]
Beton	2	-0,500	0,300	0,000	1	-0,500	0,000	-2,309
Výztuž	2	0,000	0,225	72,278	1	0,000	0,060	-6,126
Předpětí	2	0,000	0,000	0,000	1	0,000	0,000	0,000

Přesnost výpočtu : N : 0,000 % Mx : 0,002 % My : 0,000 %
Nb: -84,16 Na : 96,89 Na1: -12,83 Nv : 0,00

Trhlinky ČSN EN 1992-1-1

$$w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \Phi / \rho_{p,eff} \quad \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})] / E_s$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,eff}$$

σ _s [MPa]	ρ _{p,eff}	α _e	Φ [m]	c [m]	A _{c,eff} [m ²]	ε _{sm} -ε _{cm}	S _{r,max} [m]	w _k [mm]
72,31	0,0089	6,0606	0,0160	0,0650	0,1500	0,000217	0,4212	0,091
k _t	A _s [m ²]	A _p [m ²]	f _{ct,eff} [MPa]	ξ ₁	y _{c,eff} [m]	k ₁	k ₂	k ₃
0,6000	0,00134	0,00000	2,9000	0,7071	0,1500	0,80	0,50	1,80



9.2.2. Smyk

Maximální posouvající síla: $V_{Ed} = 79$ kN. Průřez vyhovuje bez smykové výztuže. Navržena konstrukční smyková výztuž.

SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRVKU BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

Charakteristické vlastnosti betonu

beton pevnostní třídy **C30/37**

charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{ck} =$	30.0 MPa
součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení:	$\alpha_{cc} =$	1.00
dílčí součinitel spolehlivosti betonu:	$\gamma_c =$	1.50
návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku:	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	20.0 MPa
průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu:	$f_{ctm} =$	2.9 MPa

Charakteristické vlastnosti smykové výztuže

ocel **B 500B**

charakteristická hodnota meze kluzu oceli:	$f_{yk} =$	500.0 MPa
dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže:	$\gamma_s =$	1.15
návrhová hodnota meze kluzu oceli:	$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s =$	434.8 MPa

Posouzení prvků

výška průřezu:	$h =$	0.300 m
nejmenší šířka průřezu v tažené oblasti:	$b_w =$	1.000 m
krytí výztuže betonem:	$c_{nom} =$	0.050 m
průměr podélné tahové výztuže:	$d_s =$	20 mm
účinná výška průřezu:	$d = h - c_{nom} - d_s / 2 =$	0.24 m
návrhová hodnota posouvající síly:	$V_{Ed} =$	79 kN
empirický součinitel:	$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c =$	0.12
parametr vlivu výšky:	$k = 1 + (200/d)^{0,5} =$	1.91
	$k < 2,0 \rightarrow k =$	1.9

průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti $\geq (l_{bd} + d)$ za posuzovaný průřez:

$$\text{Ø 20} \quad \mathbf{6.66 ks} \rightarrow A_{sl} = 2.09E-03 \text{ m}^2$$

stupeň vyztužení podélnou výztuží:	$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) =$	0.009 < 0,02
	$k_1 =$	0.15

normálová síla v průřezu od zatížení ($N_{Ed} > 0$ pro tlak):	$N_{Ed} =$	0.0 kN
--	------------	--------

plocha průřezu:	$A_c = b \cdot h =$	0.300 m ²
-----------------	---------------------	----------------------

normálové napětí od návrhové hodnoty osově síly N_{Ed} :	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.00 MPa
	$\sigma_{cp} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 4.00 \text{ MPa} \rightarrow$	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa}$

minimální hodnota smykového napětí, které přenesou prvky v šikmé tržlině:	$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.51 MPa
---	--	----------

minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku:	$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$	122 kN
--	--	--------

návrhová hodnota únosnosti ve smyku:	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d =$	164 kN
	$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c,min}; V_{Rd,c}\} =$	164 kN

redukční součinitel pevnosti betonu při porušení smykem:	$v = 0,6(1 - f_{ck}/250) =$	0.53
--	-----------------------------	------

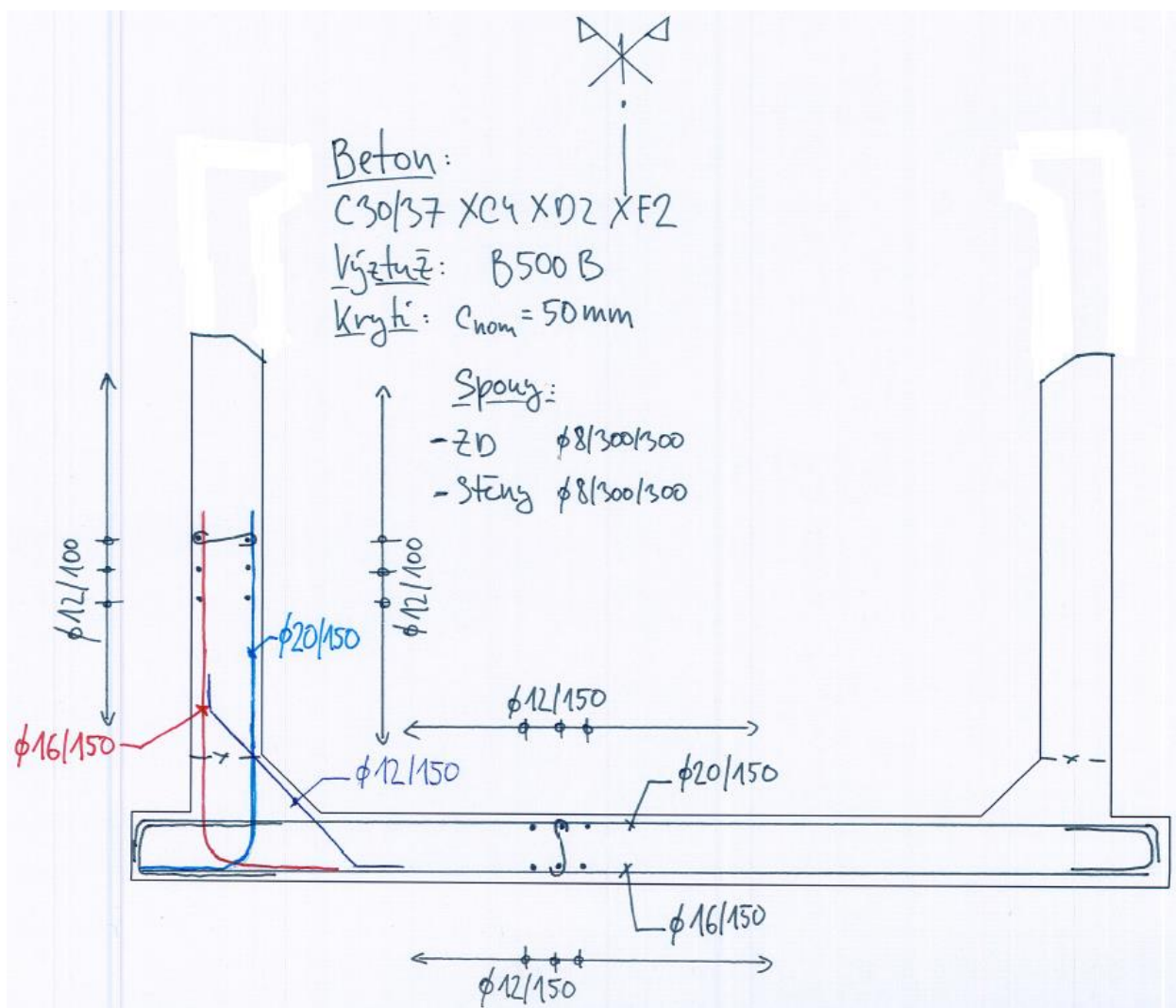
návrhová únosnost tlakových diagonál:	$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} =$	1267 kN
---------------------------------------	---	---------

SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRVKU BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE

$V_{Rd,c} =$	164 kN	<	$V_{Rd,max} =$	1267 kN	\rightarrow	Vyhovuje
$V_{Ed} =$	79 kN	<	$V_{Rd,c} =$	164 kN	\rightarrow	Vyhovuje



9.3. Schéma vyztužení



Obr. 17 Schéma vyztužení rampy

10. ZALOŽENÍ

Rekapitulace výsledků z prutového modelu:

Maximální návrhové kontaktní napětí v základové spáře (MSÚ):	$\sigma_{d,max} = 98 \text{ kPa}$
Srovnané návrhové kontaktní napětí v základové spáře (MSÚ):	$\sigma_{d,srov} = 356/3,95 = 90 \text{ kPa}$
Srovnané návrhové kontaktní napětí v základové spáře (MSP):	$\sigma_{k,srov} = 263/3,95 = 67 \text{ kPa}$

Založení bylo posouzeno pomocí programu Geo5 – Patky. Byl použit návrhový přístup DA2 dle ČSN EN 1997-1. Konstrukce byla idealizována jako základová patka odpovídajících rozměrů. Zatížení bylo zadáno svislou silou tak, aby výsledné napětí v základové spáře odpovídalo výsledkům z prutového modelu. Parametry zemín byly převzaty z IGP, pro totální parametry byly použity doporučené hodnoty z tab.9.1 normy ČSN 73 1001. Základová spára se ovšem bude nacházet ve vrstvě antropogenních navážek, pro které nebyly geotechnické parametry průzkumem stanoveny. Parametry pro navážky proto projektant odhadl takto:

Tíha zeminy	$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$
Úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef} = 15,0^\circ$
Koheze	$c_u = 0$
Modul přetvárnosti	$E_{def} = 4,0 \text{ MPa}$

Při provádění výkopových prací a zakládání objektu je nutná přítomnost geologa, který provede kontrolu stavu základové spáry, zda není spára znehodnocena srážkovou vodou nebo mrazem, zda je řádně očištěná, dále posoudí, zda geotechnické vlastnosti zemín zastižených v základové spáře odpovídají projektovým předpokladům, a ověří řádné zhutnění vrstvy drceného kameniva.

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Akce : 17022 - Lávka Cheb
Část : Rampy - rampa OP01
Datum : 26.09.2018

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Betonové 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 neodvodněné 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	Vymena podlozi		38,50	0,00	21,00	11,00	
2	GT2-Qf		17,00	3,00	20,50	10,50	
3	GT3-Tj		18,00	5,00	20,50	10,50	
4	GT4-Tp		30,00	8,00	18,00	8,00	
5	GT1-An		15,00	3,00	20,00	10,50	

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

Parametry zemín

Vymena podlozi

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	38,50 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	0,10 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,20
Edometrický modul :	E_{oed}	=	355,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m ³

GT2-Qf

Objemová tíha :	γ	=	20,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	17,00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	20,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	2,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,50 kN/m ³

GT3-Tj

Objemová tíha :	γ	=	20,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	18,00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	20,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	4,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,50 kN/m ³



GT4-Tp

Objemová tíha :	γ	=	18,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	40,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	6,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,00 kN/m ³

GT1-An

Objemová tíha :	γ	=	20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	15,00 °
Soudržnost zeminy :	c_u	=	10,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	4,00 MPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,50 kN/m ³

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka od původního terénu	h_z	=	1,00 m
Hloubka základové spáry	d	=	1,00 m
Tloušťka základu	t	=	0,30 m
Sklon upraveného terénu	s_1	=	0,00 °
Sklon základové spáry	s_2	=	0,00 °
Objemová tíha zeminy nad základem		=	20,00 kN/m ³

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky	x	=	3,95 m
Šířka patky	y	=	10,00 m
Šířka sloupu ve směru x	c_x	=	3,45 m
Šířka sloupu ve směru y	c_y	=	10,00 m
Objem patky		=	11,85 m ³

Štěrkopískový polštář

Zemina tvořící ŠP polštář - Vymena podlozi	
Přesah ŠP polštáře mimo základ	d_{sp} = 0,50 m
Hloubka štěrkopískového polštáře	h_{sp} = 0,50 m

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 0,01$ kN/m³

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

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	30,00 MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,90 MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	33000,00 MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00 MPa
-----------	----------	---	------------

Ocel příčná: B500

Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00 MPa
-----------	----------	---	------------



Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	3,00	GT1-An	
2	0,40	GT3-Tj	
3	0,60	GT4-Tp	
4	2,20	GT3-Tj	
5	5,10	GT4-Tp	
6	0,60	GT3-Tj	
7	3,30	GT4-Tp	
8	0,80	GT4-Tp	
9	-	GT4-Tp	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	3600,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Užitné	2650,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 2,30 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Typ výpočtu : výpočet pro neodvodněné 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
Zatížení č. 1	Ano	0,00	0,00	77,90	98,65	78,97	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0,00	0,00	82,03	98,65	83,15	Ano

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepríznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky G = 771,99 kN

Spočtená tíha nadloží Z = 94,50 kN

Výpočet únosnosti stanoven pod šterkopískovým polštářem.



Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:
Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 3,50$ m
Dosah smykové plochy $l_{sp} = 7,43$ m

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 98,65$ kPa
Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 82,03$ kPa

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$
Max. excentricita ve směru šířky patky $e_y = 0,000 < 0,333$
Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)
Zemní odpor: klidový
Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 26,73$ kN
Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 519,30$ kN
Extrémní horizontální síla $H = 0,00$ 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 patky $G = 0,12$ kN
Spočtená tíha nadloží $Z = 70,00$ kN
Sednutí středu hrany x - 1 = 8,9 mm
Sednutí středu hrany x - 2 = 8,9 mm
Sednutí středu hrany y - 1 = 12,7 mm
Sednutí středu hrany y - 2 = 12,7 mm
Sednutí středu základu = 19,6 mm
Sednutí charakterist. bodu = 12,3 mm

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

Sednutí a natočení základu - výsledky

Tuhost základu:

Spočtený vážený průměrný modul přetvárnosti $E_{def} = 43,59$ MPa
Základ je ve směru délky poddajný ($k=0,33$)
Základ je ve směru šířky poddajný ($k=0,02$)



Posouzení excentricity zatížení

Max. excentricita ve směru délky patky $e_x = 0,000 < 0,333$

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

Max. prostorová excentricita $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Celkové sednutí a natočení základu:

Sednutí základu = 19,6 mm

Hloubka deformační zóny = 7,56 m

Natočení ve směru x = 0,000 (tan*1000); (0,0E+00 °)

Natočení ve směru y = 0,000 (tan*1000); (0,0E+00 °)

Rekapitulace posudku založení:

Výpočtem byla stanovena únosnost základové půdy v základové spáře 98 kPa.

Návrhové napětí v základové spáře (pod výměnou podloží) je 82 kPa.

Celkové sedání stanovené výpočtem je 19,6 mm. Větší část sedání se odehraje před provedením dokončovacích prací (římsy a vozovka), čímž bude jeho vliv do značné míry eliminován.

11. ZÁVĚR

Předmětem tohoto statického výpočtu byl návrh a posouzení hlavních průřezů nosné konstrukce a založení nájezdové rampy.

Na základě výsledků statického výpočtu je možné konstatovat, že navržená rampa ve smyslu platných norem ČSN EN a předpisů VYHOVUJE pro uvažované zatížení, geometrické uspořádání, materiálové charakteristiky a závěry geotechnického průzkumu.

V Brně, 10/2018

Vypracoval: Ing. Ondřej Hudec

