


D.1.9

INVESTOR:	Magistrát města Brna Odbor investiční Kounicova 67, 601 67 Brno	B R N O
-----------	--	----------------------

ZHOTOVITEL DOKUMENTACE: VEDOUcí SPOLEČNOSTI	SPOLEČNOST	"TT BYSTRC - KAMECHY" ČLEN SPOLEČNOSTI	ČLEN SPOLEČNOSTI
 OSSENDORF BRNO	 METROPROJEKT	 AMBERG ENGINEERING	
PK OSSENDORF s.r.o. Tomešova 503/1, 602 00 Brno www.pk-ossendorf.cz tel.: +420 543 516 526 info@pk-ossendorf.cz	METROPROJEKT Praha a.s. Argentinská 1621/36, 170 00 Praha 7 www.metroprojekt.cz tel.: +420 296 154 105 info@metroprojekt.cz	AMBERG Engineering Brno a.s. Ptašinského 10, 602 00 Brno www.amberg.cz tel.: +420 541 432 611 amberg@amberg.cz	
HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU:	ING. PETR VYSKOČIL		Č.ZAKÁZKY: 2018 120.1
HLAVNÍ KOORDINÁTOR PROJEKTU:	ING. VLASTISLAV NOVÁK, Ph.D.		

VEDOUcí PROJEKTANT	ING. VLASTIMIL HORÁK		
ZODPOVĚDNÝ PROJEKTANT	ING. VERONIKA KOČIČKOVÁ		
VYPRACOVAL	ING. VERONIKA KOČIČKOVÁ		
KONTROLOVAL	ING. VLASTIMIL HORÁK		
KRAJ: JIHO MORAVSKÝ	KAT. ÚZ.: BRNO-BYSTRC, ŽEBĚTÍN	DATUM	04/2022
STAVBA	PRODLOUŽENÍ TRAMVAJOVÉ TRATI BYSTRC - KAMECHY STAVEBNÍ ČÁST OBJEKTY PODZEMNÍCH STAVEB	FORMÁT	A4
		MĚŘÍTKO	-
		ÚČEL	DUR
		ČÍS.ZAKÁZKY	259-2/2
ČÁST PD	PRŮKAZ DIMENZÍ	ČÍS. SOUPRAVY	ČÍS. PŘÍLOHY 14

Investor

Statutární město Brno

Stavba:

Prodloužení tramvajové trati Bystřec – Kamechy

D.1.9 Podzemní stavby

D.1.9.14 PRŮKAZ DIMENZÍ

Obsah:

1.	Úvod	3
1.1	Identifikační údaje	3
1.1.1	Údaje o stavbě	3
1.1.2	Údaje o žadateli	3
1.1.3	Údaje o zpracovateli dokumentace	3
1.2	Podklady a literatura	4
2.	Geologické a hydrogeologické poměry	4
2.1	Geologie a zatřídění dle GT typů	4
2.1.1	Zóna intenzivního zvětrání granodioritů (GT 6)	4
2.1.2	Zóna méně zvětralých granodioritů (GT 7)	5
2.2	Hydrogeologické poměry	5
2.3	Parametry do výpočtu	5
3.	Stavební jáma východ (Bystrc) a západ (Žebětín)	5
3.1	Záporové pažení	6
3.1.1	Zadání výpočtu	6
3.1.2	Výsledky	7
3.2	Pilotová stěna	10
3.2.1	Zadání výpočtu	10
3.2.2	Výsledky	11
4.	Portál Bystrc a Žebětín	14
5.	Tunel	17
5.1	Výpočetní model	17
5.2	Výpočetní řez	18
5.3	Výsledky	18
6.	Závěr	23

1. Úvod

Průkaz dimenzí byl proveden pro pažení stavebních jam pro hloubené tunelové úseky (vícenásobně kotvené záporové pažení a převrtávané pilotové stěny), pro primární ostění raženého tunelu (ostění ze stříkaného betonu, vyztuženo kari sítí) a pro definitivní portály (konstrukce z vyztužené zeminy).

1.1 Identifikační údaje

1.1.1 Údaje o stavbě

Název stavby: Prodloužení tramvajové trati Bystrc – Kamechy

Skupina objektů: D.1.9 – Objekty podzemních staveb

Místo stavby: Kraj: Jihomoravský

Obec: Brno; MČ Bystrc, MČ Žebětín

K.ú.: Bystrc, Žebětín

Předmět dokumentace: Dokumentace pro rozhodnutí o umístění stavby – DUR

1.1.2 Údaje o žadateli

Název: Statutární město Brno

Adresa sídla: Dominikánské náměstí 196/1

602 00 Brno

IČO: 449 92 785

1.1.3 Údaje o zpracovateli dokumentace

Hlavní projektant:

Společnost „PK OSSENDORF + METROPROJEKT + AMBERG – TT Bystrc – Kamechy“

Zastoupený:

Obchodní název: PK Ossendorf s.r.o.

Adresa sídla: Tomešova 503/1, 602 00, Brno

IČO: 255 64 901

Zastoupený: Ing. Vlastislav Novák Ph.D., technický ředitel

Hlavní inženýr projektu: Ing. Petr Vyskočil, AI ČKAIT, ID00 č. 0010125

Hlavní koordinátor projektu: Ing. Vlastislav Novák Ph.D., AI ČKAIT, ID00 č. 1002774

Vedoucí projektu: Ing. Jan Charvát, AI ČKAIT, ID00 č. 1005810

Zhotovitel dokumentace objektu:

Obchodní název: AMBERG Engineering Brno, a.s.

Adresa sídla: Ptašínského 10, 602 00 Brno

IČO: 494 46 703

Zodpovědný projektant: Ing. Veronika Kočíčková, AI ČKAIT, IG00 č. 1007190

1.2 Podklady a literatura

- [1] GEOTest, a.s.: Prodloužení tramvajové trati Bystrc – Kamechy, předběžný geotechnický průzkum pro trasu a tunel, Brno, červen 2016
- [2] ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (vč. změny A1)
- [3] ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí (části 1-4)
- [4] ČSN EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část-1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [5] ČSN EN 1993 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [6] ČSN EN 1991 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí
- [7] ČSN EN 1997–1 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

2. Geologické a hydrogeologické poměry**2.1 Geologie a zařazení dle GT typů**

V zájmové lokalitě pro tramvajový tunel Kamechy dominují horniny brněnského masívu (granodiority, diority, metabazalty), které jsou překryty neogenními sedimenty, na nichž spočívají kvartérní (eluvialní a splachové) sedimenty. Zeminy a horniny byly na základě stratigrafie, litologie a výsledcích fyzikálně-mechanických rozborů zemin a zkoušek hornin rozčleněny do charakteristických skupin – geotechnických typů zemin (dále pouze GT typy), reprezentujících fyzikálně a mechanicky kvazihomogenní celky.

Po trase prodloužení tramvajové tratě byly vymezeny GT typy 1, 2, 3a, 3b, 4, 5, 6, 7, 8 a 9.

Na geologické skladbě v místě tunelu se podílí zeminy kvartéru a neoproterozoika. Charakteristické pro tuto oblast je tektonické postižení a silná alterace granodioritních hornin brněnského masívu zasahující do značných hloubek.

Kvartérní sedimenty a antropogenní navážky tvořící pokryvnou vrstvu jsou v místě tunelu pouze zanedbatelných tloušťek do 1,00 m. Neoproterozoikum je tvořeno granodiority různého stupně zvětrání, v zásadě lze vyčlenit zónu intenzivního zvětrání (GT 6) a zónu méně intenzivně zvětralou (GT 7).

2.1.1 Zóna intenzivního zvětrání granodioritů (GT 6)

Jedná se o eluvium granodioritu třídy R6, které má charakter štěrku s příměsí jemnozrnné zeminy a písek se štěrkem zařazený dle ČSN 73 6133 jako G3 G-F.

Uvedený typ horniny má zachovalou kostru, avšak převážná část minerálů je zcela rozložená – alterovaná.

Dále jsou zde vyčleněny granodiority s menší mírou zvětření třídy R5-R4.

Báze eluvia granodioritů GT 6 s různou mírou zvětření je v trase tunelu výrazně zvlněna.

2.1.2 Zóna méně zvětřených granodioritů (GT 7)

Jedná se o granodiority silně zvětřené (R4), granodiority mírně zvětřené (R3) a granodiority zvětřené (R2), spolu s přechodovými typy hornin mírně až silně zvětřených (R3-R4) a zvětřených až mírně zvětřených (R2-R3). Převažujícím typem hornin jsou granodiority (metabazalty) mírně zvětřené.

2.2 Hydrogeologické poměry

V horninovém prostředí brněnského masívu převažuje puklinový kolektor s proměnlivým podílem průlinové propustnosti v pásmu přípovrchového rozpukání a rozpojení hornin. Oběh vody probíhá převážně v tomto přípovrchovém pásmu. Hlubší oběh je možné očekávat u tektonicky porušeného brněnského masívu především v dosahu propustnějších poruchových zón.

Zvodnění jsou závislá na atmosférických srážkách.

2.3 Parametry do výpočtu

Geotechnické parametry byly přebrány z Předběžného IGP [1].

Tabulka 1 Parametry zemin / hornin

GT		ρ [Mg/m ³]	c'_{ef} [kPa]	φ'_{ef} [°]	E_{def} [MPa]	ν [-]
6	R5-R6 (G3, G-F)	1900	10	35	80	0,25
7	R2-R3	2700	100	50	1900	0,21

ρ	Objemová hmotnost
c'_{ef}	Efektivní soudržnost
φ'_{ef}	Efektivní úhel vnitřního tření
E_{def}	Modul přetvárnosti
ν	Poissonovo číslo

3. Stavební jáma východ (Bystrc) a západ (Žebětín)

Pro výpočet byl použit program Geo5 – modul Pažení posudek. Program posuzuje konstrukci podle metody závislých tlaků. Metoda závislých tlaků vychází z předpokladu, že zemina, resp. hornina v okolí podzemní stěny se chová jako ideální pružno-plastická Winklerova hmota. Tato hmota je určena jednak modulem reakce

podloží k_h , který charakterizuje přetvoření v pružné oblasti a dále omezujícími deformacemi, při jejichž překročení se hmota chová jako ideálně plastická.

Pro vlastní výpočet podzemní stěny jsou zavedeny tyto předpoklady:

- zemní tlak působící na stěnu může nabývat libovolné hodnoty mezi aktivním a pasivním tlakem - nemůže však z tohoto intervalu vybočit
- na nedeformovanou konstrukci ($w = 0$) působí zatížení rovné tlaku v klidu.

Do hloubky stavební jámy se počítá se zemními tlaky stanovenými na 1 bm šířky konstrukce. Pod dnem stavební jámy se zemní tlaky přenásobí součinitelem redukce k (koeficient redukce tlaků pod dnem jámy). Jeho velikost lze přibližně stanovit (velmi konzervativně) podle vztahu:

$$k = \frac{d}{d + a}$$

a podélná vzdálenost zápor, resp. osová vzdálenost pilot

d šířka záporu, resp. průměr piloty

Skutečná velikost koeficientu k rovněž závisí na typu zeminy a vytvoření prostorového efektu zemního tlaku.

Ve výpočtových modelech je zohledněn postup výstavby (odkop na kotevní úroveň, zakotvení, odkop na další kotevní úroveň, zakotvení až do fáze odkopu na dno stavební jámy).

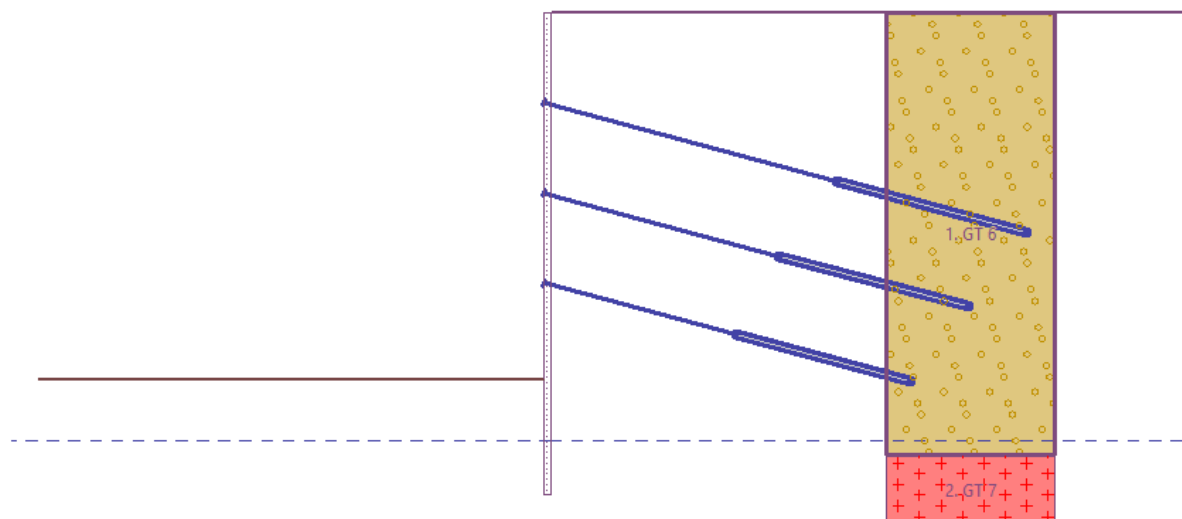
Modul reakce podloží k_h je vypočten pomocí automatické iterace.

Pažící konstrukce jsou uvažovány jako dočasné. Rozhraní GT 6 a GT 7 je určeno pro jednotlivé výpočetní řezy dle Předběžného IGP [1].

3.1 Záporové pažení

3.1.1 Zadání výpočtu

Rozhraní GT 6 a GT 7 je uvažováno 2,50 m pod dnem stavební jámy. Hladina podzemní vody je uvažována v hloubce 14,20 m pod úrovní terénu.

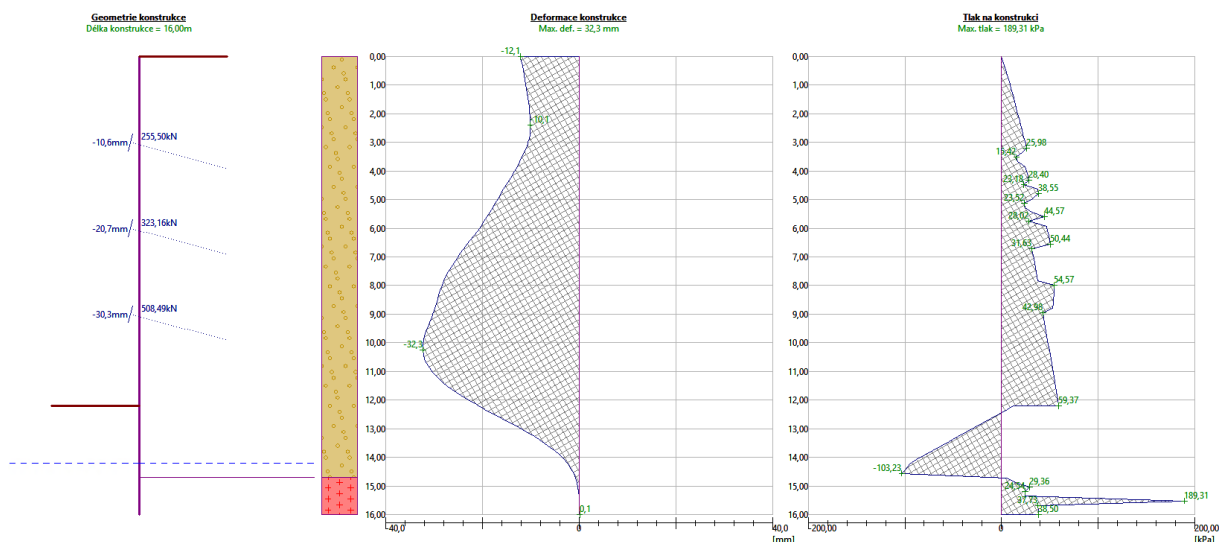


Obrázek 1 Výpočetní řez

Tabulka 2 Parametry pažící konstrukce

Zápory	HEB 220 á 1,50 m, dl. 16,00 m	E = 210 GPa G = 81 GPa
Kotvy	3-pramencové á 3,00 m výpočtová pevnost materiálu: únosnost kořene na bm: hloubka / volná délka / délka kořene: sklon:	$f_u = 1860 \text{ MPa}$ $R_e = 120 \text{ kN/m}$ 3,00 / 10,00 / 6,50 6,00 / 8,00 / 6,00 9,00 / 6,50 / 6,00 15°

3.1.2 Výsledky



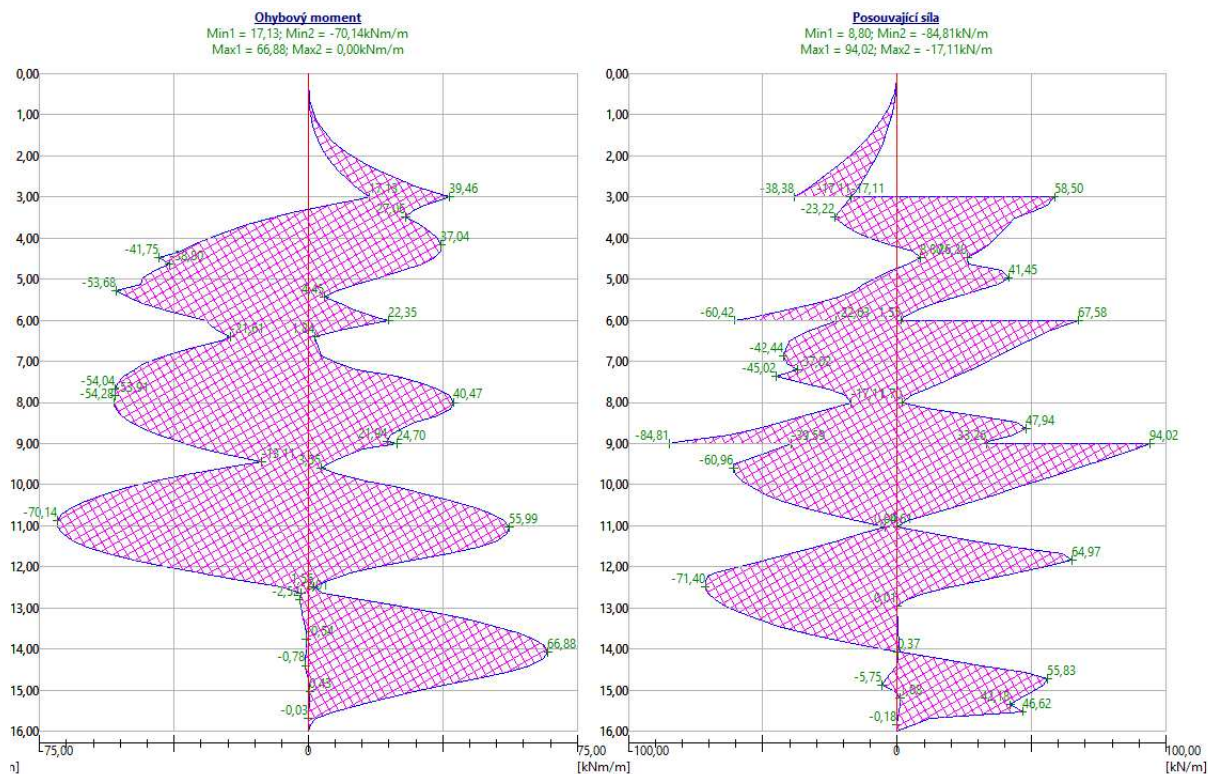
Obrázek 2 Deformace konstrukce a tlak na konstrukci

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

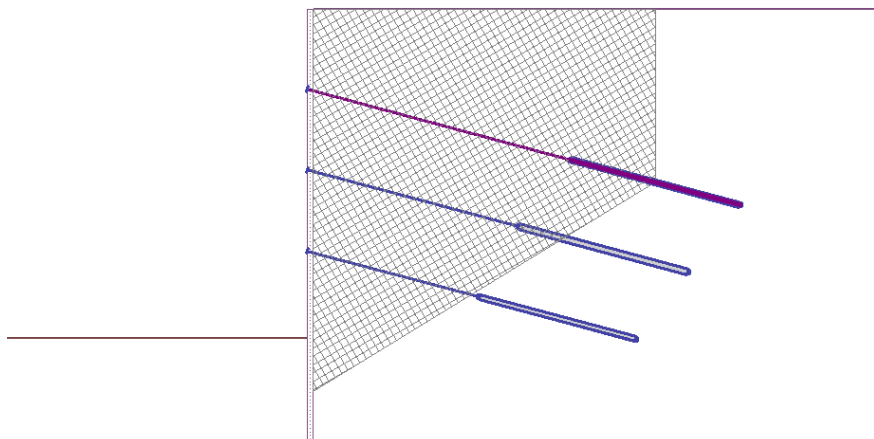
Maximální posouvající síla = 94,02 kN/m
Maximální moment = 70,14 kNm/m
Maximální deformace = 32,3 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	3,00	-10,6	255,50
2	6,00	-20,7	323,16
3	9,00	-30,3	508,49



Obrázek 3 Ohybové momenty a posouvající síly na konstrukci



Obrázek 4 Vnitřní stabilita

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	255,50	1362,51	Vyhovuje
2	323,16	1818,87	Vyhovuje
3	508,49	2487,28	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 3

Max. dovolená síla $F_{\max} = 2487,28 \text{ kN} > 508,49 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Posouzení ocelového průřezu podle EN 1993-1-1

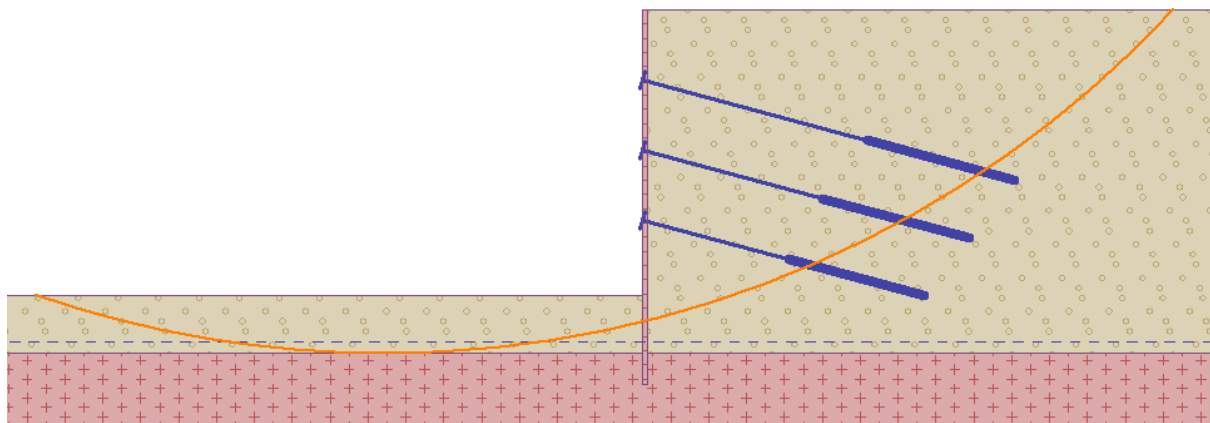
Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Dimenzační síly na 1 I-profil $M_{\max} = 105,22 \text{ kNm}; \quad Q = 5,83 \text{ kN}$ $Q_{\max} = 141,03 \text{ kN}; \quad M = 37,05 \text{ kNm}$ **Posouzení max. momentu $M_{\max} + Q$:****Posouzení ohybu:** $M_{\max}/M_{c,Rd} = 0,609 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení smyku:** $Q/V_{c,Rd} = 0,023 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 122,24 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 2,73 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,271 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení max. posouvající síly $Q_{\max} + M$:****Posouzení ohybu:** $M/M_{c,Rd} = 0,214 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení smyku:** $Q_{\max}/V_{c,Rd} = 0,559 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Posouzení rovinné napjatosti:**Normálové napětí $\sigma_{x,Ed} = 43,04 \text{ MPa}$ Smykové napětí $\tau_{Ed} = 65,88 \text{ MPa}$ Posudek: $(\sigma_{x,Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 + 3 \cdot (\tau_{Ed}/(f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0,269 \leq 1 \quad \text{Vyhovuje}$ **Průřez VYHOVUJE****Celkové posouzení únosnosti kotev**

Maximálně využita je kotva č. 3.

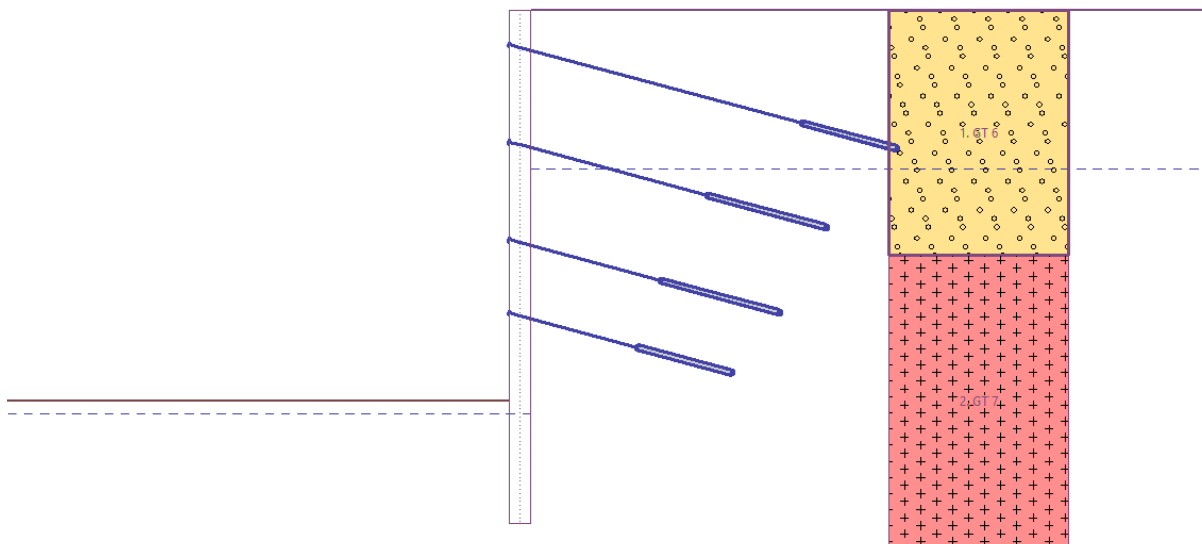
Využití je 95,34 %

Únosnost kotev VYHOVUJE**Obrázek 5 Vnější stabilita****Posouzení stability svahu (všechny metody)**Bishop : Využití = 45,3 % **VYHOVUJE**Fellenius / Petterson : Využití = 47,8 % **VYHOVUJE**Spencer : Využití = 41,9 % **VYHOVUJE**Janbu : Využití = 41,9 % **VYHOVUJE**Morgenstern-Price : Využití = 41,9 % **VYHOVUJE**

3.2 Pilotová stěna

3.2.1 Zadání výpočtu

Rozhraní GT 6 a GT 7 je uvažováno 10 m pod úrovní terénu. Hladina podzemní vody za konstrukcí je uvažována v hloubce 6,50 m pod úrovní terénu, na straně stavební jámy se předpokládá postupné snižování HPV.

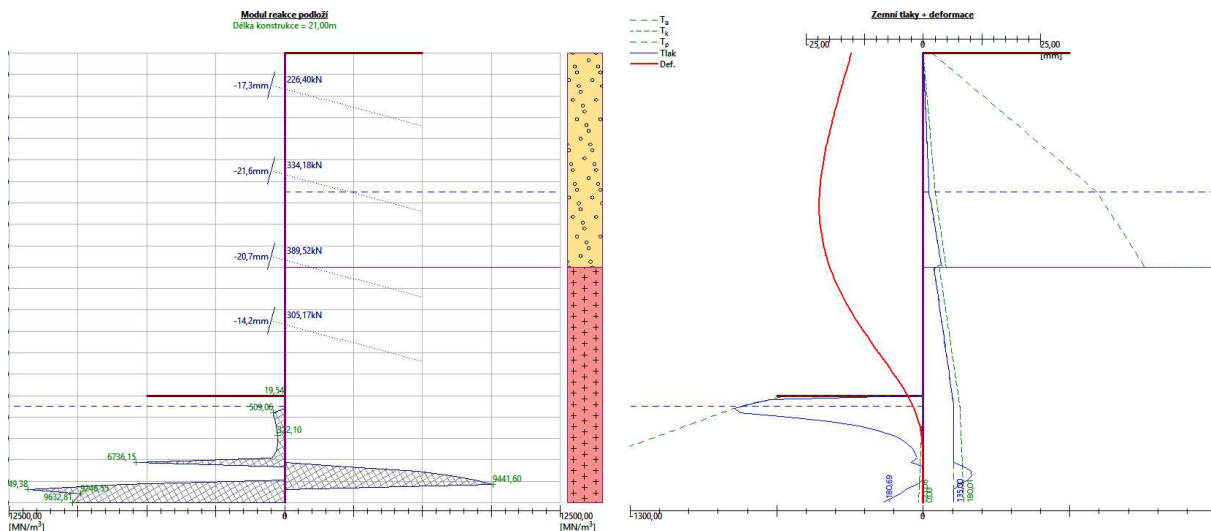


Obrázek 6 Výpočetní řez

Tabulka 3 Parametry pažící konstrukce

Piloty	Ø 900 mm á 1,60 m	beton C25/30 betonářská výztuž – ocel B500B
Kotvy	3-pramencové á 3,20 m výpočtová pevnost materiálu: únosnost kořene na bm: hloubka / volná délka / délka kořene: sklon:	$f_u = 1860 \text{ MPa}$ $R_e = 120 \text{ kN/m}$ 1,50 / 12,00 / 4,00 5,50 / 8,00 / 5,00 9,50 / 6,00 / 5,00 12,50 / 5,00 / 4,00 15°

3.2.2 Výsledky



Obrázek 7 Modula reakce podloží, Zemní tlaky na konstrukci a deformace

Maximální velikosti vnitřních sil na konstrukci

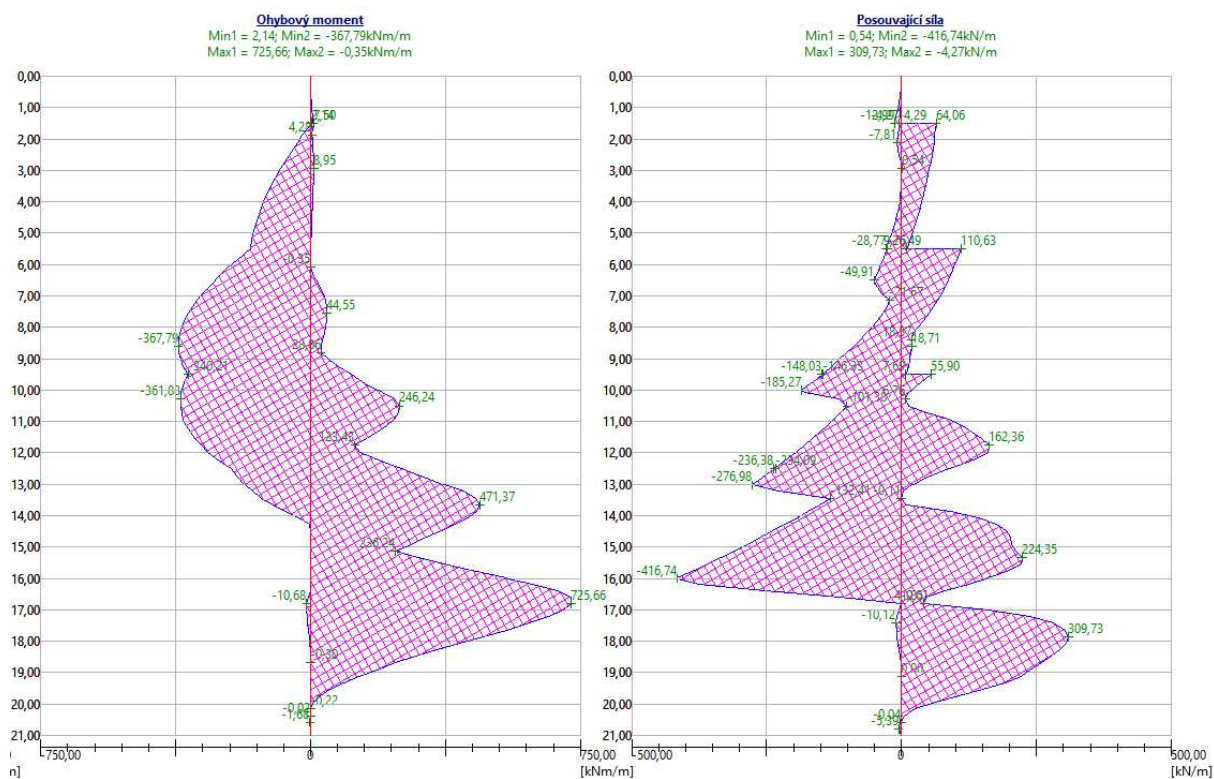
Maximální posouvající síla = 416,74 kN/m

Maximální moment = 725,66 kNm/m

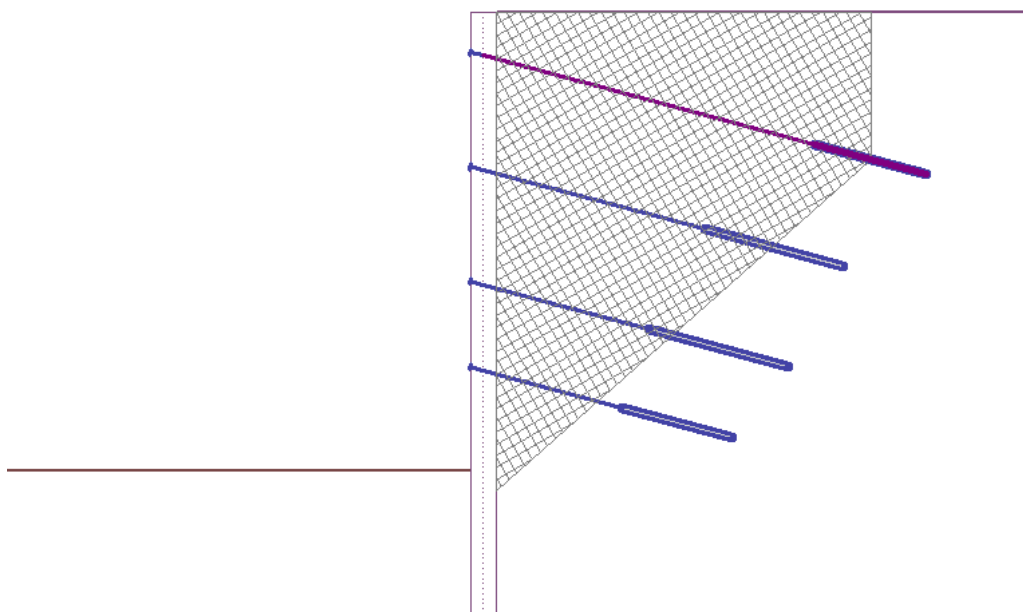
Maximální deformace = 22,2 mm

Síly v kotvách

Číslo	Hloubka [m]	Deformace [mm]	Síla v kotvě [kN]
1	1,50	-17,3	226,40
2	5,50	-21,6	334,18
3	9,50	-20,7	389,52
4	12,50	-14,2	305,17



Obrázek 8 Vnitřní síly na konstrukci



Obrázek 9 Vnitřní stabilita

Posouzení vnitřní stability jednotlivých kotev

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	226,40	3023,46	Vyhovuje
2	334,18	3708,88	Vyhovuje
3	389,52	4097,87	Vyhovuje
4	305,17	4299,92	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 3

Max. dovolená síla $F_{\max} = 4097,87 \text{ kN} > 389,52 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability **VYHOVUJE**
Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna $d = 0,90 \text{ m}$; $a = 1,60 \text{ m}$)

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Posouzení na ohyb

Vyztužení - 18 ks profil 25,0 mm; krytí 55,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník

Stupeň vyztužení $\rho = 0,694 \% > 0,135 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $M_{Ed} = 1161,06 \text{ kNm}$

Únosnost : $M_{Rd} = 1266,09 \text{ kNm}$

Navržená výztuž piloty **VYHOVUJE**
Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 12,0 mm; vzdálenost 150,0 mm

 $A_{sw} = 1508,0 \text{ mm}^2$

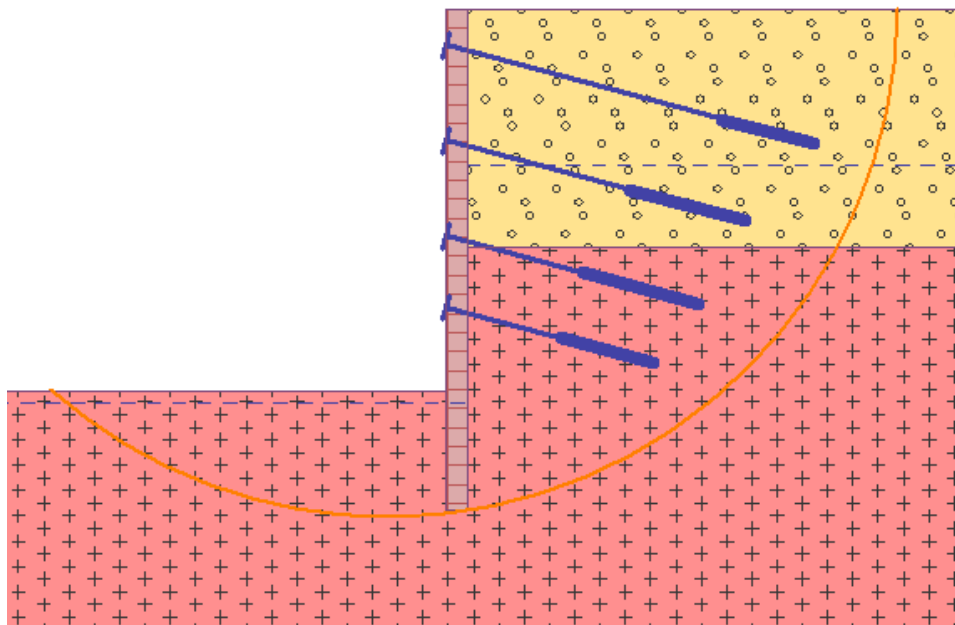
Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1062,13 \text{ kN} > 666,78 \text{ kN} = V_{Ed}$

Průřez **VYHOVUJE**.

Celkové posouzení únosnosti kotev

Maximálně využita je kotva č. 2.

Využití je 75,19 %

Únosnost kotev **VYHOVUJE**


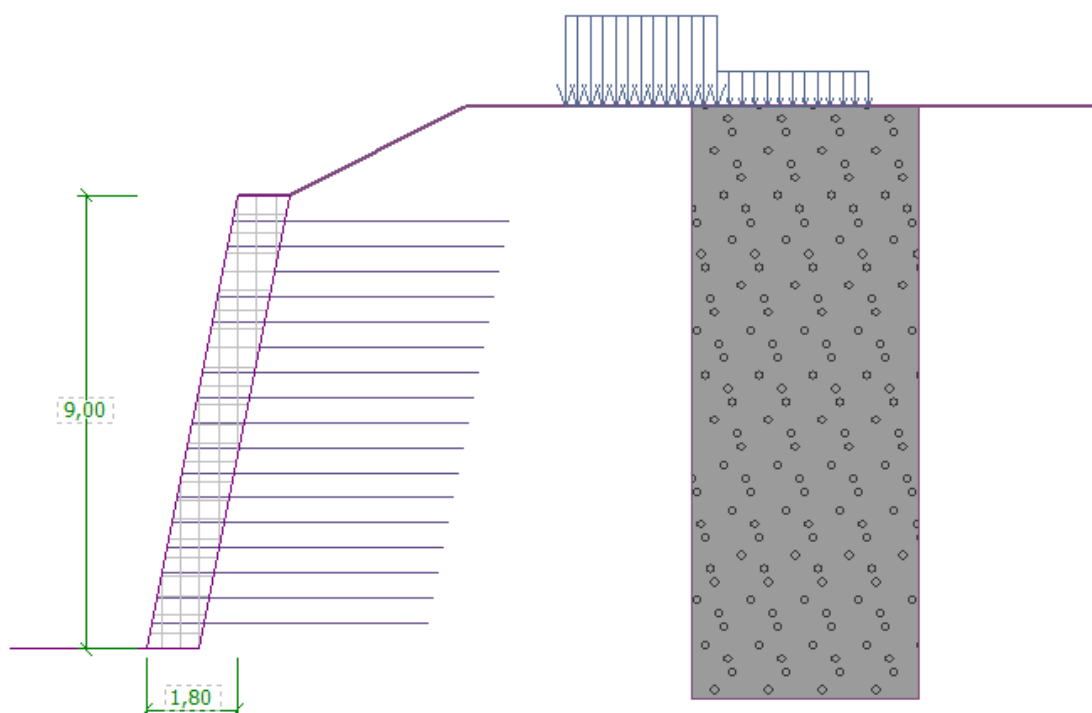
Obrázek 10 Vnější stabilita

Posouzení stability svahu (všechny metody)

Bishop :	Využití = 34,1 %	VYHOVUJE
Fellenius / Petterson :	Využití = 39,4 %	VYHOVUJE
Spencer :	Využití = 33,6 %	VYHOVUJE
Janbu :	Využití = 32,8 %	VYHOVUJE
Morgenstern-Price :	Využití = 32,8 %	VYHOVUJE

4. Portál Bystrc a Žebětín

Hladina podzemní vody nebyla ve výpočtu uvažována. Zásyp je předpokládán ze zeminy GT 6, která je dle předběžného IGP [1] vhodná k přímému použití do násypu bez dalších úprav. Za konstrukcí je uvažováno s přetížením od silniční dopravy.



Obrázek 11 Výpočetní řez

Materiál krytu je uvažován z kamene o objemové tíze 20 kN/m^3 .

Výztuhy:	délka / rozteč	5,50 m / 0,50 m
	krátkodobá charakteristická pevnost	$T_{ult} = 137,30 \text{ kN/m}$
	dlouhodobá návrhová pevnost	$R_t = 43.59 \text{ kN/m}$



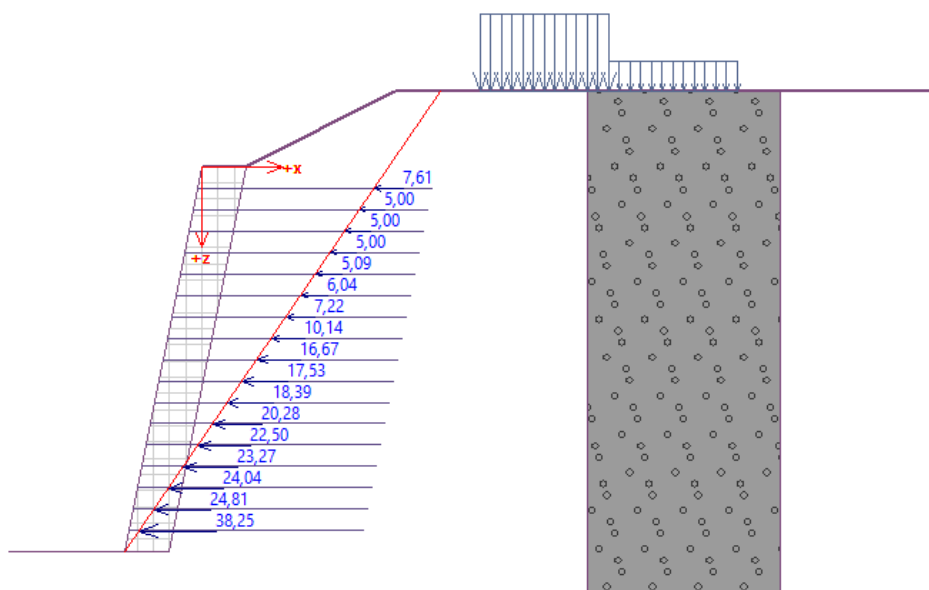
Moment vzdorující $M_{res} = 3330,60 \text{ kNm/m}$
Moment klopící $M_{ovr} = 1210,30 \text{ kNm/m}$

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 711,40 \text{ kN/m}$
Vodor. síla posunující $H_{act} = 272,52 \text{ kN/m}$

Sklon smykové plochy	=	78,00 °
Celková normálová síla působící na výztuhu	=	1120,07 kN/m
Součinitel redukce posunutí po geovýztuze	=	0,90
Odpor na geovýztuze	=	642,21 kN/m
Odpor zdi	=	0,00 kN/m
Celková únosnost výztuh	=	0,00 kN/m

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 583,82 \text{ kN/m}$
Vodor. síla posunující $H_{act} = 257,68 \text{ kN/m}$

Posunutí po geovýztuze VYHOVUJE



Obrázek 13 Síly ve výztuhách

Posouzení na přetržení (geovýtzuha čís.1)

Únosnost na přetržení $R_t = 43,59 \text{ kN/m}$

Síla v geovýtze $F_x = 38,25 \text{ kN/m}$

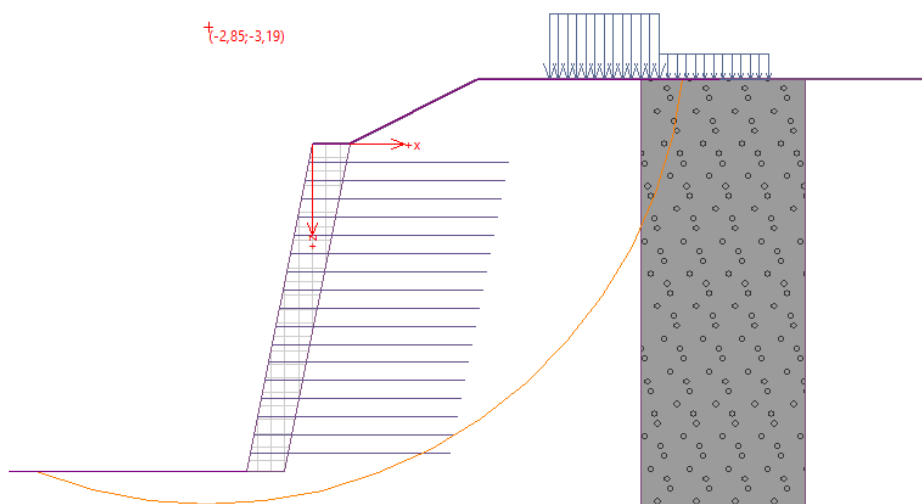
Geovýtzuha na přetržení **VYHOVUJE**

Posouzení na vytržení (geovýtzuha čís.17)

Únosnost na vytržení $T_p = 68,13 \text{ kN/m}$

Síla v geovýtze $F_x = 7,61 \text{ kN/m}$

Geovýtzuha na vytržení **VYHOVUJE**



Obrázek 14 Vnější stabilita

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití = 83,30 %

Stabilita svahu **VYHOVUJE**

Posouzení stability svahu (Bishop)

Využití = 83,59 %

Stabilita svahu **VYHOVUJE**

5. Tunel

5.1 Výpočetní model

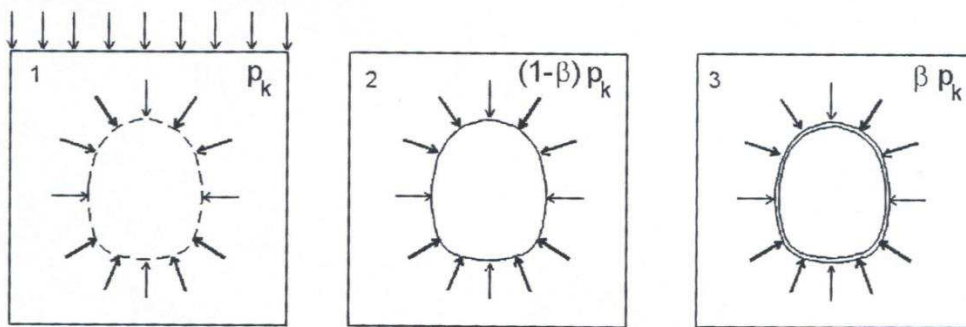
Pro numerický model primárního ostění byl použit MKP software Rocscience Inc., Phase2, Version 8 - 2D numerický model. Horninový masiv byl modelován jako homogenní izotropní pružně-plastický materiál ve stavu rovinné deformace s konstitutivním modelem Mohr-Coulomb. Výsledkem výpočtu je stanovení napjatosti a přetvoření horninového masivu a vnitřních sil na ostění.

Postup výstavby členěným výrubem byl ve výpočtu zohledněn fázemi výpočtu s postupným odebráním horniny a postupnou aktivací ostění a rozlišováním mechanických vlastností mladého (jednodenního) stříkaného betonu a vyzrálého (28-denního) betonu.

Tabulka 4 Vlastnosti ostění ze SB

Stříkaný beton	E [MPa]	ν [-]	d [m]
Mladý SB	3 000	0,20	0,35
Vyzrálý SB	15 000		

Prostorový efekt ražby byl v modelu simulován β metodou (metodou opěrného napětí). Předpokládá se, že se primární napětí p_k v okolí výrubu rozdělí na dvě části: $(1-\beta)p_k$ působí na nezajištěný výrub a druhá část βp_k působí na systém ostění – hornina.



Obrázek 15: Schematické znázornění β -metody pro analýzu NATM tunelů

Odhadem byla stanovena hodnota:

$$\beta = 0,60; \text{ tj. } 1-\beta=0,40$$

Vertikální primární napětí je spočteno z odpovídající výšky nadloží a objemové tíhy horninového prostředí. Horizontální primární napětí je definováno hodnotou součinitele vodorovného napětí K_0 , který je určen:

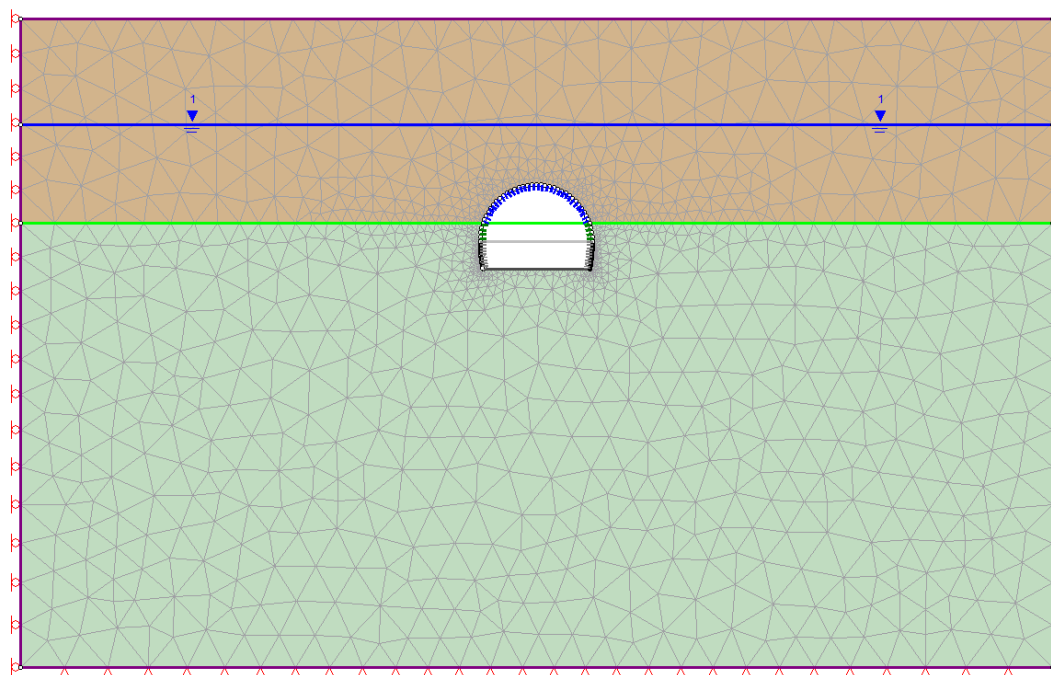
$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Kde ν je Poissonovo číslo daného materiálu.

Pro posouzení železobetonového průřezu primárního ostění byl využit program MS Excel.

5.2 Výpočetní řez

Výpočetní řez byl zvolen v místě nejvyššího nadloží raženého tunelu a zároveň tak, aby se rozhraní hornin nacházelo v kalotě tunelu. Hladina podzemní vody byla umístěna 10,60 m pod úroveň terénu.



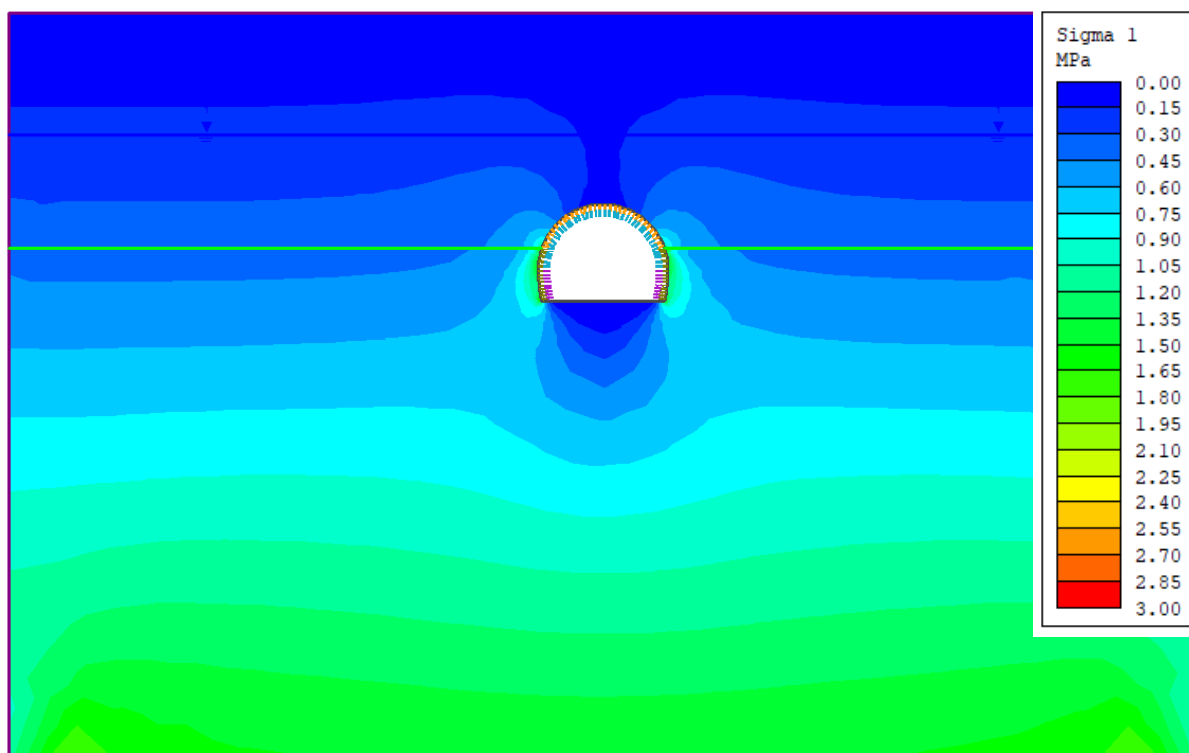
Obrázek 16 Výpočetní řez

5.3 Výsledky

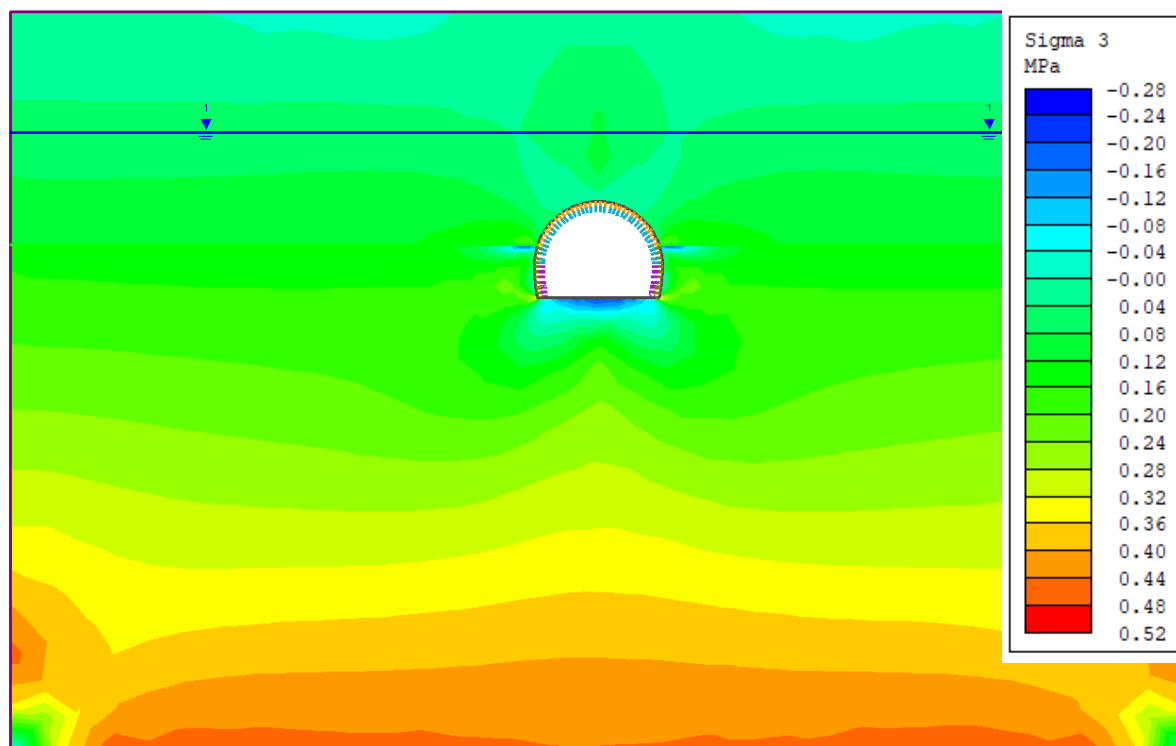
Výsledky jsou zobrazovány pro koncovou fázi výpočtu (plně vyražený tunel, stříkaný beton plné pevnosti). Výpočet byl proveden pro základní tloušťku ostění 100 mm, skutečná tloušťka ostění bude dle technologické třídy výrubu.

Hranice poklesové kotliny je uvažována do místa deformace povrchu $l_{ul}=0,005\text{m}$. Tato hranice se nachází přibližně 19,00 m od osy tunelu na obě strany.

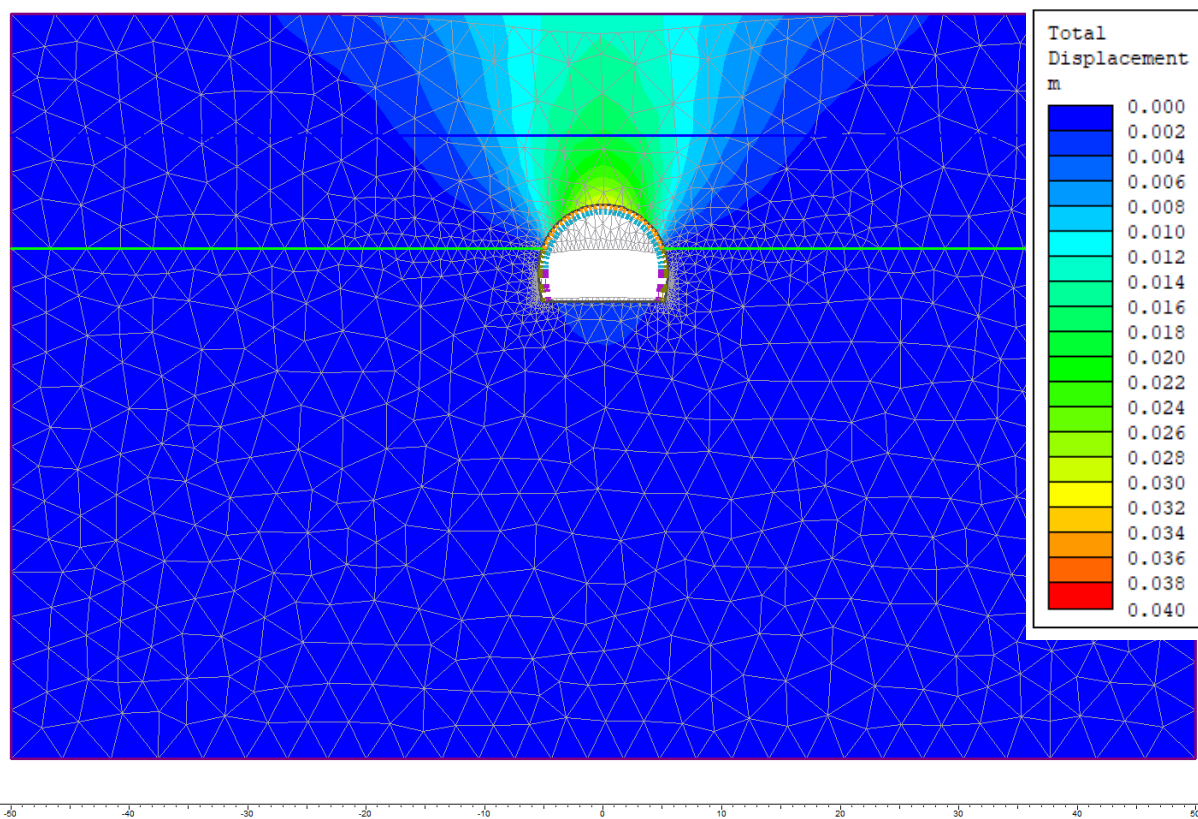
Maximální deformace ostění je ve vrchlíku kaloty, $u_y = 0,030\text{ m}$.



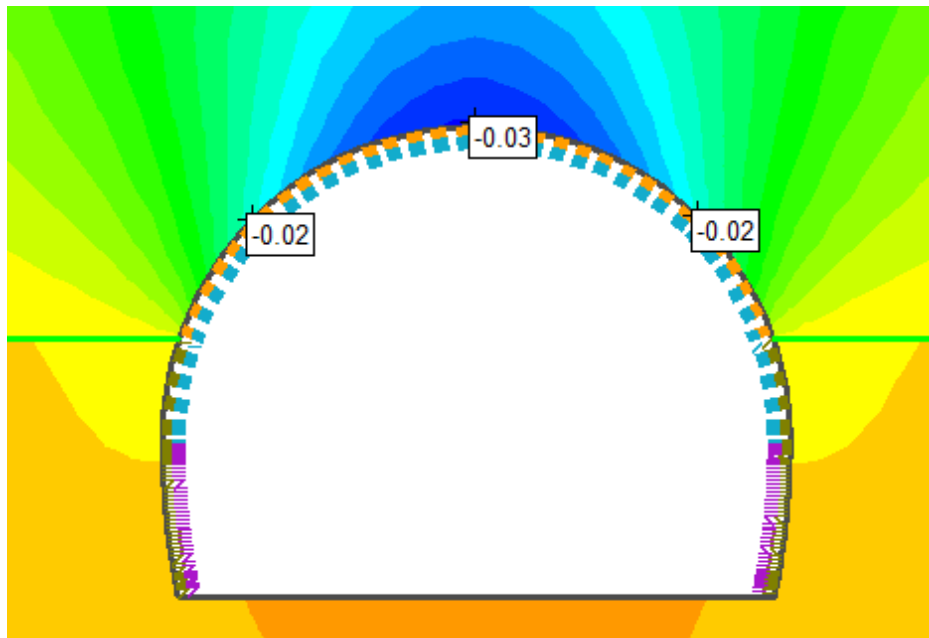
Obrázek 17 Napětí σ_1 [MPa]



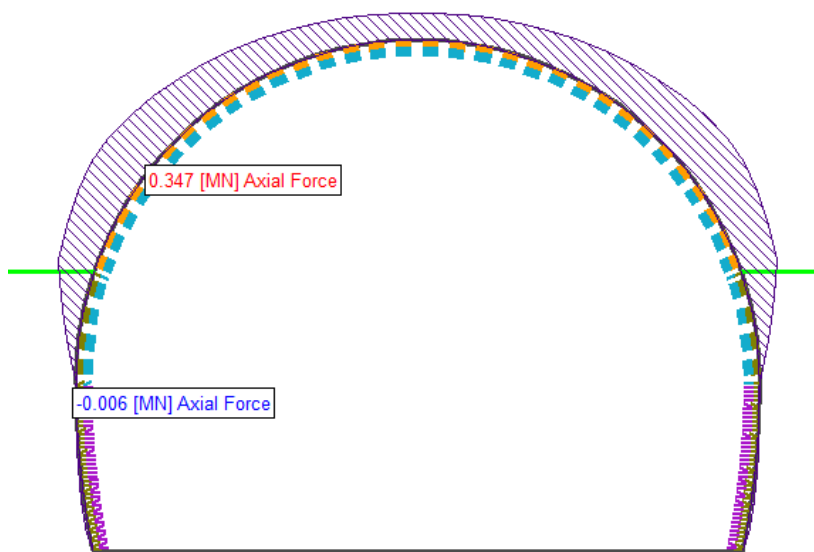
Obrázek 18 Napětí σ_3 [MPa]



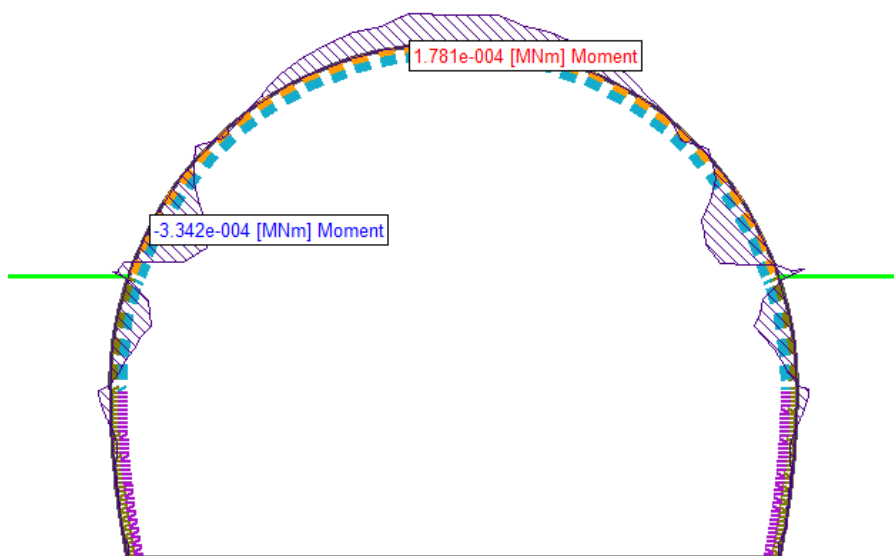
Obrázek 19 Poklesová kotlina – celkové deformace l_{ul} [m]



Obrázek 20 Deformace ostění u_y [m]



Obrázek 21 Normálové síly na ostění



Obrázek 22 Ohybové momenty na ostění

Tabulka 5 M-N diagram

Posouzení pomocí M-N interakčního diagramu podle ČSN EN 1992-1-1																										
Geometrie průřezu																										
h	10	cm	výška průřezu																							
b	100	cm	šířka průřezu																							
Beton																										
třída	C20/25																									
f _{ck}	20	MPa	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní																							
γ _c	1.5	-	dílčí součinitel materiálu pro beton																							
α _{cc}	1	-	součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na pevnost v tlaku (0.8 pro prostý beton)																							
f _{cd}	13.3	MPa	návrhová pevnost betonu v tlaku																							
ε _{cl}	2.0	‰	poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f _c																							
ε _{cu}	3.5	‰	mezí poměrné stlačení betonu																							
Betonářská ocel																										
třída	B500B																									
f _{yk}	500	MPa	charakteristická mez kluzu betonářské výztuže																							
γ _s	1.15	-	dílčí součinitel materiálu pro betonářskou ocel																							
f _{yd}	434.8	MPa	návrhová mez kluzu betonářské výztuže																							
E _s	205.0	GPa	návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské oceli																							
ε _{uk}	20.0	‰	charakteristické poměrné přetvoření betonářské oceli při maximálním zatížení																							
Poloha betonářské výztuže																										
n _R	1	-	Počet vrstev výztuže																							
	<table><tr><th>y_{As} [cm]</th><th>A_s [mm²]</th></tr><tr><td>1</td><td>4</td><td>188.0</td></tr><tr><td>2</td><td></td><td></td></tr><tr><td>3</td><td></td><td></td></tr><tr><td>4</td><td></td><td></td></tr><tr><td>5</td><td></td><td></td></tr><tr><td>6</td><td></td><td></td></tr></table>	y _{As} [cm]	A _s [mm ²]	1	4	188.0	2			3			4			5			6			<p>Poznámka: Pokud není zadána žádná výztuž, bude interakční diagram zkonstruován podle Eurokódu 2, kapitola 12 <i>Konstrukce z prostého a slabě vyztuženého betonu</i>.</p>				
y _{As} [cm]	A _s [mm ²]																									
1	4	188.0																								
2																										
3																										
4																										
5																										
6																										
Kombinace vnitřních sil																										
	<table><tr><th>N [kN]</th><th>M [kNm]</th><th>Eff(M,N)</th></tr><tr><td>N_{max}</td><td>-346.88</td><td>-0.15</td><td>0.25</td></tr><tr><td>M_{max}⁺</td><td>-252.59</td><td>0.15</td><td>0.18</td></tr><tr><td>M_{max}⁻</td><td>-314.80</td><td>-0.30</td><td>0.22</td></tr><tr><td>M/N_{max}⁺</td><td>1.25</td><td>0.06</td><td>0.03</td></tr><tr><td>M/N_{max}⁻</td><td>-1.18</td><td>0.01</td><td>0.00</td></tr></table>	N [kN]	M [kNm]	Eff(M,N)	N _{max}	-346.88	-0.15	0.25	M _{max} ⁺	-252.59	0.15	0.18	M _{max} ⁻	-314.80	-0.30	0.22	M/N _{max} ⁺	1.25	0.06	0.03	M/N _{max} ⁻	-1.18	0.01	0.00		
N [kN]	M [kNm]	Eff(M,N)																								
N _{max}	-346.88	-0.15	0.25																							
M _{max} ⁺	-252.59	0.15	0.18																							
M _{max} ⁻	-314.80	-0.30	0.22																							
M/N _{max} ⁺	1.25	0.06	0.03																							
M/N _{max} ⁻	-1.18	0.01	0.00																							
Součinitel bezpečnosti																										
SF	1.00	-																								
N = normálová síla (+ = tah) M = ohybový moment (+ = tah ve spodních vláknech průřezu) Eff(M,N) = využití průřezu SF = součinitel zvětšující účinky vnitřních sil																										

6. Závěr

Tato dokumentace je zpracována ve stupni a rozsahu, nezbytném pro tento stupeň projektové dokumentace. Průkaz dimenzí byl zhotoven na základě předběžného IGP [1]. Rozměry konstrukcí budou upřesněny v dalších stupních projektové dokumentace na základě podrobného geologického a hydrogeologického průzkumu a na základě dalších požadavků vyplívajících z projekčních prací. Související konstrukce v dokumentaci neuvedené budou taktéž řešeny v dalších stupních projektové dokumentace.

Statický výpočet prokazuje, že navržené a posouzené konstrukce vyhovují na mezní stav únosnosti i mezní stav použitelnosti. Výpočet byl proveden dle platných norem, jejichž výčet je uveden v úvodu.

V Brně, duben 2022

Vypracovali:	Bc. Jan Šarman
	Ing. Veronika Kočíčková, AI ČKAIT, IG00 č. 1007190
Kontrola:	Ing. Vlastimil Horák, AI ČKAIT, IG00 č. 1001102