	Odpovědný řešitel	Zpracovatel podkladů	Kreslil	Schválil
	Mgr. Petr Vlček	Ing. Adam Zapletal		Ing. M. Polák
Objednatel: AFRY CZ, s.r.o.				
Název zakázky:	RS1 VRT Prosenice – Ostrava Svinov, I část Prosenice – Hranice na Moravě, předběžný geotechnický průzkum		Datum	duben 2023
			Číslo zakázky	20 7454
			Měřítko	
Název přílohy:	Geotechnické výpočty		Číslo přílohy	1.8
			Číslo výtisku	

GEOtest, a.s.
Šmahova 1244/112, 627 00 Brno
IČO: 46344942 DIČ: CZ 46344942

tel.: **548 125 111**
fax: **545 217 979**

e-mail: **geotechnika@geotest.cz**

Geologické a sanační práce pro ochranu životního prostředí, geotechnický a hydrogeologický průzkum

Číslo a název zakázky: **20 7454 RS1 VRT Prosenice – Ostrava Svinov, I část Prosenice – Hranice na Moravě předběžný geotechnický průzkum**

Objednatel: **AFRY CZ, s.r.o., Magistrů 1275/19, 140 00 Praha 4**

Zhotovitel: **GEOtest, a.s., Šmahova 1244/112, 627 00 Brno**

Evidenční č. Geofondu: **1470/2022**

RS 1 VRT Prosenice – Ostrava-Svinov, I. část, Prosenice – Hranice na Moravě

1. Všeobecná část

1.8 Geotechnické výpočty

Odpovědný řešitel: **Ing. Hynek Janků, Ph.D., geotechnik specialista**



Zpracoval: **Ing. Adam Zapletal**

Prověřil: **Ing. Marek Polák, oborový manažer**

RNDr. Lubomír Klímek, MBA
ředitel společnosti, člen představenstva

Brno, duben 2023

GEOtest, a.s.

Šmahova 1244/112, 627 00 Brno
DIČ CZ46344942



Výtisk č.

OBSAH

1. ÚVOD	1
2. PŘEDANÉ A POUŽITÉ PODKLADY	1
3. ŘEŠENÁ PROBLEMATIKA.....	2
3.1 Geotechnické poměry lokality.....	2
3.2 Geotechnické modely	2
3.3 Posouzení.....	4
3.3.1 Zářez ve staničení km 105,000.....	5
3.3.2 Stavební jáma tunelu ve staničení km 106,200	9
3.3.3 Přechodová oblast mostu ve staničení km 107,445, násyp výšky 9,3 m.....	15
3.3.4 Přechodová oblast mostu ve staničení km 107,445, při použití základních sanačních opatření.....	25
3.3.5 Přechodová oblast mostu ve staničení km 110,565, násyp výšky 6,4 m.....	27
4. Závěrečné shrnutí.....	38
4.1 Analýza zářezu ve staničení km 105,000:	38
4.2 Analýza stavební jámy tunelu ve staničení km 106,200:	38
4.3 Přechodová oblast mostu ve staničení km 107,445:.....	38
4.4 km 110,565:.....	39

1. ÚVOD

V rámci předběžného geotechnického průzkumu pro stavbu „RS 1 VRT Prosenice – Ostrava-Svinov, I. část, Prosenice – Hranice na Moravě“ je zpracováno geotechnické posouzení 4 příčných profilů. Profily jsou umístěny v místě vysokých násypů a hlubokých zářezů. Cílem geotechnických výpočtů je ověření realizovatelnosti navrženého stavebního řešení.

Pro účely těchto výpočtů byly zpracovatelem PD, společností AFRY CZ, s.r.o., poskytnuty aktuální příčné řezy navrženého řešení. V profilu km 105,000 je posouzen cca 14 m hluboký zářez. Jedná se o nejhlubší zářez na tomto úseku stavby. V profilu km 106,200 je posouzena stavební jáma pro realizaci hloubeného tunelu. Ve staničení km 107,445 je posouzen 9,3 m vysoký násyp v geologicky nepříznivých poměrech a ve staničení km 110,565 je posouzen 6,5 m vysoký násyp budovaný na akumulární oblasti svahové nestability.

Hlavní důraz při zpracování analýz byl kladen na dosažené stupně stability svahů zářezů a násypů a charakter deformace podloží násypů včetně konsolidace – časového průběhu sedání. Svahy byly posouzeny z hlediska dlouhodobé stability (drénovaný stav, efektivní parametry) a v případě násypů i krátkodobé stability (neodvodněný stav = zvýšené pórové tlaky, totální parametry). Výpočty se řídily předpisem Eurokód 7, návrhovým přístupem 3.

2. PŘEDANÉ A POUŽITÉ PODKLADY

- [1] Předpis SŽ S4 Železniční spodek, Správa železnic, státní organizace, 2020
- [2] Charakteristické aktuální příčné řezy (Digitální podklad, AFRY CZ, 2022 - 2023),
- [3] VLČEK P. *RS 1 VRT Prosenice – Ostrava-Svinov, I. část, Prosenice – Hranice na Moravě, předběžný geotechnický průzkum*: GEOTest Brno, a.s. 2023.
- [4] ČSN EN 1997-1 (73 1000), Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla,
- [5] ČSN EN 1997-2 (73 1000), Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy,
- [6] Poulos H. G. and Davis E. H. (1974), *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, John Willey & Sons, Inc., New York, USA,
- [7] Brinkgreve R. B. J. and Vermeer (1998), *PLAXIS – Finite Element Code for Soil and Rock Analysis*, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands,
- [8] Terzaghi K., Peck R. B. and Mesri G (1996), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Willey & Sons, Inc., New York, USA,
- [9] Plaxis bp.: Manual.

3. ŘEŠENÁ PROBLEMATIKA

3.1 Geotechnické poměry lokality

Geotechnické poměry použité pro posouzení svahů zářezu byly stanoveny dle geologických řezů a nově realizovaných sond zpracovaných v rámci předběžného GTP, který je podkladem [3]. GT parametry potřebné pro použití pokročilých konstitutivních vztahů, viz níže, byly případně doplněny dle zkušeností z obdobných GT podmínek z předchozích akcí. Hladina podzemní vody byla rovněž převzata z podkladu [3] dle nově realizovaných sond.

V následující *tabulce 1* je uveden přehled geotypů zemin, které se vyskytují v posuzovaných profilech.

Tabulka 3.3.1-1: Značky použitých materiálů

GT2	Kvartér - sprašoidní zeminy – spraše a sprašové hlíny, F6 CL, CI
GT3	Kvartér - jílovité hlíny, F6 CI, F8 CH
GT6	Kvartér - hlíny a jíly slabě písčité, F4 CS, F6 CL, CI F8 CH, CV
GT8	Neogén - jíly svrchní zóny neogenního podloží, F6 CI, F8 CH, CV, CE
GT9	Neogén - jíly, místy až navětralé jílovce, F8 CH, CV, CE, F6 CI
GT10	Neogén - písky, S2 SP, S4 SM

3.2 Geotechnické modely

Použité parametry zemin, hornin a konstrukcí pro výpočty jsou detailně uvedeny v tabulkách v příslušných kapitolách 3.3.1 – 3.3.5.

Použitý SW Plaxis umožňuje speciální modelování chování materiálu za neodvodněných podmínek. Efektivní parametry G a ν , jsou převedeny na neodvodněné parametry E_u a ν_u v

souladu s rovnicemi: $E_u = 2G(1 + \nu_u)$, kde $\nu_u = \frac{\nu' + \mu(1 + \nu')}{1 + 2\mu(1 + \nu')}$, $\mu = \frac{1}{3n} \frac{K_w}{K'}$ a $K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')}$

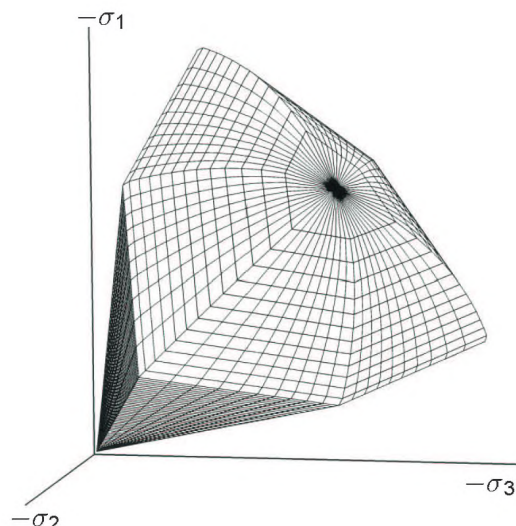
Index u se používá pro označení pomocného parametru pro neodvodněné (totální) parametry zeminy. Nelze zaměňovat E_u a ν_u s E_{ur} a ν_{ur} , které se používají k označení při odtěžování / zatěžování.

Zcela nestlačitelné chování je možno vytvořit zadáním pro $\nu_u = 0,5$. Pokud však zvolíme $\nu_u = 0,5$, tak bude matice tuhosti singulární (za předpokladu analýzy při neodvodněných podmínkách). Ve skutečnosti není voda zcela nestlačitelná, ale skutečný modul objemové pružnosti vody je velmi vysoký. Aby se předešlo numerickým problémům, které způsobuje velmi nízká stlačitelnost vody, je třeba ν_u brát nejvýše hodnotou 0.495, což způsobuje, že neodvodněné zeminy se stávají lehce stlačitelné. Za účelem zajištění reálných výsledků výpočtů musí být vysoký modul objemové pružnosti vody porovnán s velikostí modulu objemové pružnosti skeletu zeminy, tj. $K_w \gg nK'$. Tato podmínka je dostatečně zajištěna tím, že omezíme $\nu' \leq 0,35$. – SW Plaxis toto hlídá a proto v tabulkách materiálových vlastností výše není pro hodnotu ν (v kombinaci s předpokladem neodvodněného chování materiálu) větší hodnota.

V důsledku toho je, pro neodvodněné chování materiálu, modul objemové pružnosti vody automaticky přidán do matice tuhosti. Hodnota modulu objemové pružnosti je dána vztahem:

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(\nu_u - \nu')}{(1 - 2\nu_u)(1 + \nu')} K' = 300 \frac{0,495 - \nu'}{1 + \nu'} K' > 30K', \text{ kde } \nu' \leq 0,35.$$

Materiály charakteru zemin jsou v matematickém modelu **reprezentovány pokročilým Hardening Soil materiálovým vztahem** (dále jen HS model). To je výhodné zejména tam, kde dochází k zatěžování a zpětnému odlehčování zeminy. HS model používá, oproti modelu MC, pohyblivou plochu plasticity (yield surface) s dvojitým zpevněním (smykové a objemové) viz následující obrázek.



Vyšší sofistikovanost použitého HS modelu vyžaduje větší počet vstupních parametrů: ϕ , c_{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{50}^{ref} a E_{ur}^{ref} . První dva parametry jsou standardními charakteristikami Mohr – Coulombovy smykové pevnosti. Zbylé parametry popisují deformační chování modelu.

HS model rozlišuje stlačitelnost zemin při edometrických a triaxiálních podmínkách pomocí modulů E_{oed}^{ref} a E_{50}^{ref} . Modul E_{ur}^{ref} odpovídá zcela pružnému stavu, který nastává při odlehčení anebo znovu zatížení. Uvedené veličiny jsou referenčními hodnotami (viz index ^{ref}) vycházející z konceptu Ohdeho normalizované tuhosti. Jeho zavedením, většinou pomocí atmosférického tlaku $p_{ref} = 100$ kPa, byl sledován původní záměr zbavit hledané parametry rozměru. HS model tento historický koncept přebírá. Model na základě aktuálního stavu napětí stanovuje tečné hodnoty příslušných modulů (viz empirické mocninné vztahy pro výpočet E_{oed} , E_{50} a E_{ur} , Ohde, Janbu, Von Soos). Šestý parametr m je exponentem těchto mocninných závislostí.

Pro materiál násypu, železničního svršku a sanační vrstvy je v modelech použit základní pružně-lineárně plastický **Mohr-Coulomb materiálový model**.

Geotechnické modely zemin a hornin jsou zadány v režimu „UnDrained“. Tento režim umožňuje na základě propustnosti zemin a stavu napjatosti simulovat reálný vývoj pórových tlaků v zeminách v závislosti na čase.

3.3 Posouzení

Posouzení bylo provedeno v software Plaxis 8.6 (metoda konečných prvků) určeném pro řešení zejména geotechnických úloh. Zpracovávaná úloha byla v programu Plaxis modelována jako 2D úloha – tj. rovinný stav deformace. Výpočty se řídily normou Eurokód 7, návrhovým přístupem 3. Dle tohoto přístupu jsou zatížení zvýšena příslušnými koeficienty souboru A1 nebo A2, parametry základové půdy jsou sníženy koeficienty souboru M2. Koeficient celkového odporu konstrukce ze souboru R3 je do výpočtu zaveden formou minimálního požadovaného stupně stability FS_{min} . Konkrétní hodnoty těchto koeficientů jsou uvedeny u jednotlivých výpočtů v kapitolách 3.3.1 – 3.3.5.

Sled vrstev zemin v podloží byl stanoven podle výsledků blízké sondáže [3]. Potřebné hodnoty geotechnických vlastností byly stanoveny zhodnocením popisu sond, výsledků laboratorních zkoušek a byly případně doplněny podle zkušeností z dalších průzkumů v podobných geologických poměrech či podle údajů v běžně používané odborné literatuře. Na základě těchto podkladů byly vytvořeny matematické modely.

Výpočet zářezu a stavební jámy tunelu byl proveden za předpokladu, že těžba bude probíhat v předem stanovených etapách / etážích. Tyto etáže budou zároveň sloužit jako plošiny pro provedení rozpěrných konstrukcí, resp. stabilizačních opatření.

Výpočty násypů byly provedeny za předpokladu, že jejich výstavba bude probíhat relativně pomalu – přibližně rychlostí 0,1 m den. Tento pomalý postup výstavby byl zvolen s ohledem na nepříznivé GT poměry, kdy v jílových vrstvách v podloží násypu dochází při jejich výstavbě k vysokému nárůstu pórových tlaků a tím ke snížení stability násypu a prodloužení doby konsolidace. Pomalejším postupem výstavby dojde k omezení nárůstu pórových tlaků.

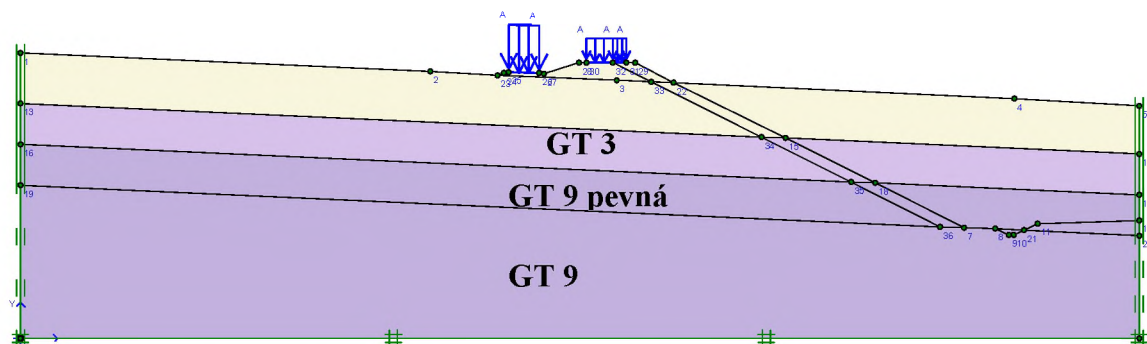
Na komunikaci nad hranou zářezu bylo modelováno proměnné návrhové zatížení od dopravy, tj. pásové zatížení o hodnotě 10 kN/m^2 podle ČSN 73 6133. V případech, kdy nad hranou zářezu nepůsobí jiné zatížení, bylo ve vzdálenosti 3 m od hrany zářezu uvažováno v šířce 5 m proměnné pásové zatížení 5 kN/m^2 . Tím je zajištěna bezpečnost při nepředpokládaném pohybu stavební či zemědělské techniky v blízkosti zářezu. Při posouzení dlouhodobé stability násypů bylo na každé koleji uvažováno zatížení 80 kN odpovídající spojitému podélnému zatížení 80 kN/m .

Protože stavba prochází územím s častým výskytem svahových deformací, byly ve výpočtech uvažovány kritické a reziduální smykové parametry zemin.

Výsledky z deformačně-napjatostní analýzy nejsou (vzhledem k rozsahu zprávy) uvedeny pro všechny fáze výstavby. Ve výstupech jsou uvedeny celkové, horizontální a svislé deformace a zóna oslabení získaná pomocí „phi/c reduction“ metody (kde je největší pravděpodobnost vzniku smykové plochy) pro fázi po ukončení výstavby. Pro další důležité fáze jsou případně uvedeny pouze celkové deformace konstrukce a zóna oslabení získaná pomocí „phi/c reduction“ metody.

3.3.1 Zářez ve staničení km 105,000

Posouzení zářezu hlubekého 14,2 m. Nad hranou zářezu je vedena pozemní komunikace. Těsně nad hranou svahu je navržen zemní val sloužící pro zadržení povrchových vod z výše položeného území a podélné odvodnění komunikace.



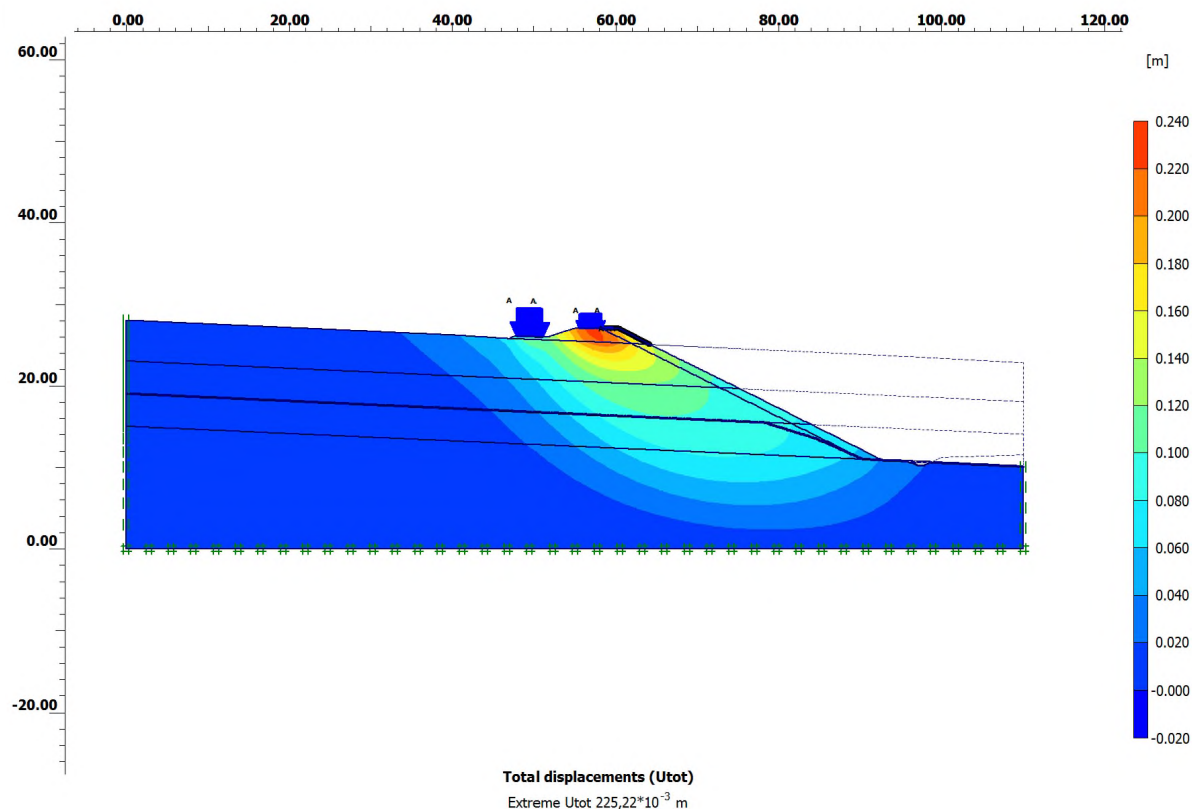
Obrázek 3.3.1-1: Matematický model včetně geologických rozhraní.

Tabulka 3.3.1-1: Materiálové modely.

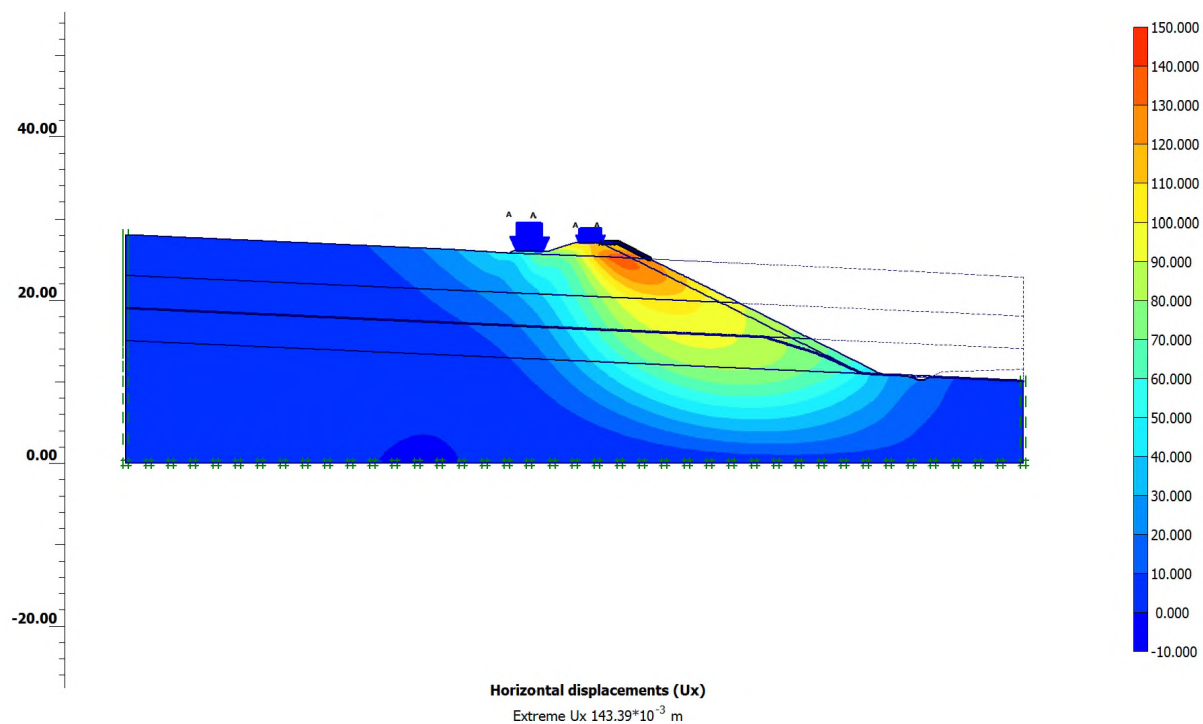
Mohr-Coulomb		Drén	Násyp
Type		UnDrained	UnDrained
γ_{sat}	[kN/m ³]	19,00	19,22
γ_{sat}	[kN/m ³]	19,60	19,50
k_x	[m/s]	6,787E-05	1,000E-06
k_y	[m/s]	6,787E-05	1,000E-06
E_{ref}	[kN/m ²]	25000,000	25000,000
ν	[-]	0,300	0,300
G_{ref}	[kN/m ²]	9615,385	9615,385
E_{oed}	[kN/m ²]	33653,846	33653,846
C_{ref}	[kN/m ²]	2,00	3,00
ϕ	[°]	34,00	28,00
ψ	[°]	2,00	0,00
Interface permeability		Neutral	Neutral

Hardening Soil		GT9 F8CH pevný	GT9 CH tvrdý	GT3 F6CI pevný
Type		UnDrained	UnDrained	UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,20	19,40	19,30
γ_{sat}	[kN/m ³]	19,80	19,80	19,80
k_x	[m/s]	1,000E-08	1,000E-08	1,000E-08
k_y	[m/s]	1,000E-09	1,000E-09	1,000E-08
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	12000,00	16000,00	6000,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	12000,00	16000,00	6000,00
power (m)	[-]	0,90	0,90	0,80
c_{ref}	[kN/m ²]	1,00*	1,00*	1,00*
ϕ	[°]	18,50*	18,50*	19,00*
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	36000,00	48000,00	18000,00
$\nu_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	[-]	0,200	0,200	0,200
p^{ref}	[kN/m ²]	100,00	100,00	100,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral

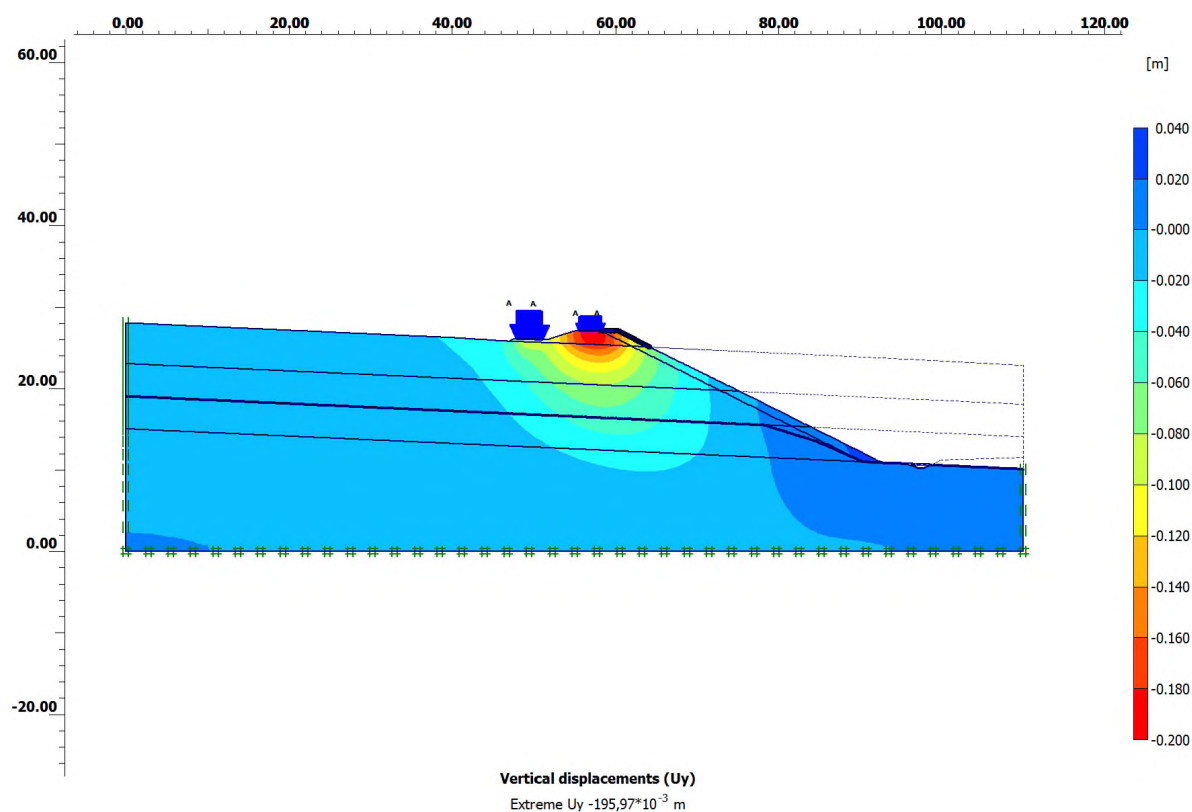
**V tabulce jsou uvedené návrhové hodnoty smykových parametrů, které byly sníženy koeficientem $\gamma_M = 1,25$.*

Vypočítané deformace po dokončení výstavby:

Obrázek 3.3.1-2: Celkové deformace po dokončení zářezu a výstavbě obslužné komunikace a ochranného zemního valu nad hranou zářezu: max deformace cca 225 mm.

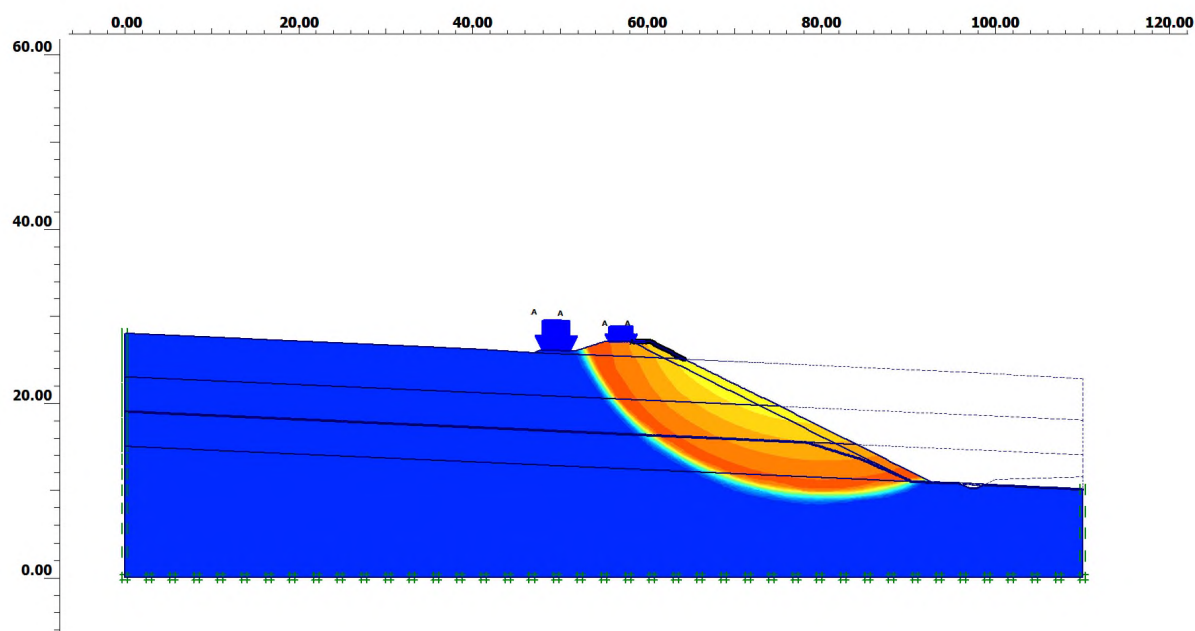


Obrázek 3.3.1-3: Horizontální deformace po dokončení zářezu a výstavbě obslužné komunikace a ochranného zemního valu nad hranou zářezu: max deformace cca 145 mm.



Obrázek 3.3.1-4: Vertikální deformace po dokončení zářezu a výstavbě obslužné komunikace a ochranného zemního valu nad hranou zářezu: max deformace cca 195 mm.

Posouzení stability zářezu:



Obrázek 3.3.1-5: Tvar kritické smykové plochy dle „phi/c reduction“ výpočtu.

Pro dokončený zářez i s komunikací a zemním valem byl vypočítán stupeň stability $FS = 1,22$ tj. větší než požadovaný ve smyslu normy Eurokód 7 tabulky A.14, kde je pro svahy a celkovou stabilitu požadován součinitel $\gamma_R = 1,0$. Zářez proto vyhovuje!

Závěry vyplývající z posouzení zářezu ve staničení km 105,000:

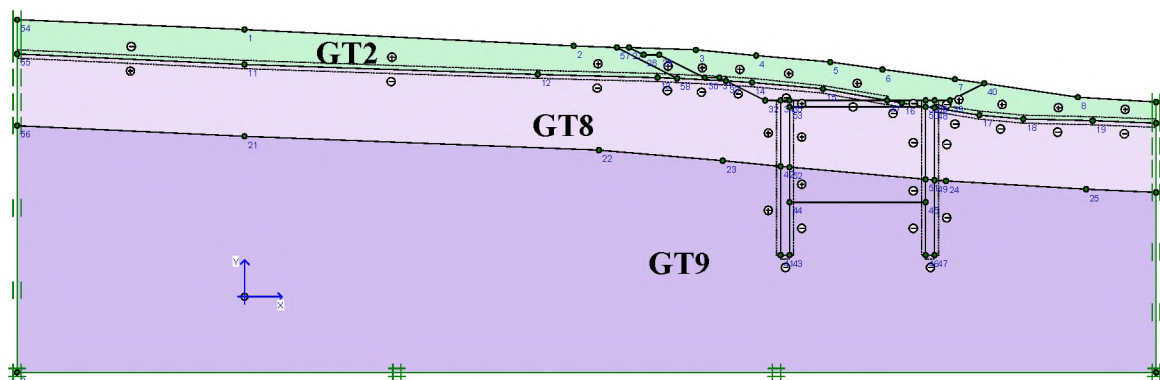
Vypočítaný stupeň stability $FS = 1,22$ je větší než požadovaný $FS_{min} = \gamma_R = 1,0$, který pro svahy a celkovou stabilitu požaduje Eurokód 7. **Svah proto vyhovuje.**

Vypočítaný vodorovný posun zemin v horní části zářezu u paty ochranného zemního valu cca 140 mm je poměrně výrazný. Tyto posuny naznačují možné komplikace při výstavbě zemního valu. V případě lokálního zastižení horších GT poměrů, např. nižší konzistence kvartérních zemin, může docházet k lokálním poruchám zemního valu a vzniku mělkých smykových ploch v horních částech svahu zářezu.

Svahy zářezu budou tvořit nebezpečně namrzavé vysoce plastické jíly, je proto nutné svahy zářezu ochránit přísypem mocnosti min. 0,8 m – viz VL.2 321.01 nebo 321.02. Tento přísyp byl ve výpočtu uvažován. Vzhledem k výšce svahu je pravděpodobné, že pro stabilizaci ochranného přísypu bude nutné realizovat vhodný záchytný systém, např. geobuňky kotvené pomocí horninových hřebíků – bude záviset na parametrech zemin přísypu.

3.3.2 Stavební jáma tunelu ve staničení km 106,200

Posouzení stavební jámy tunelu hluboké cca 22 m. V oblasti jsou patrné svahové nestability.



Obrázek 3.3.2-1: Matematický model včetně geologických rozhraní.

Na rozhraní kvartérních zemin GT2 a GT8 byly uvažovány reziduální smykové parametry GT8, protože se jedná o pravděpodobný průběh smykové plochy dokumentované svahové nestability.

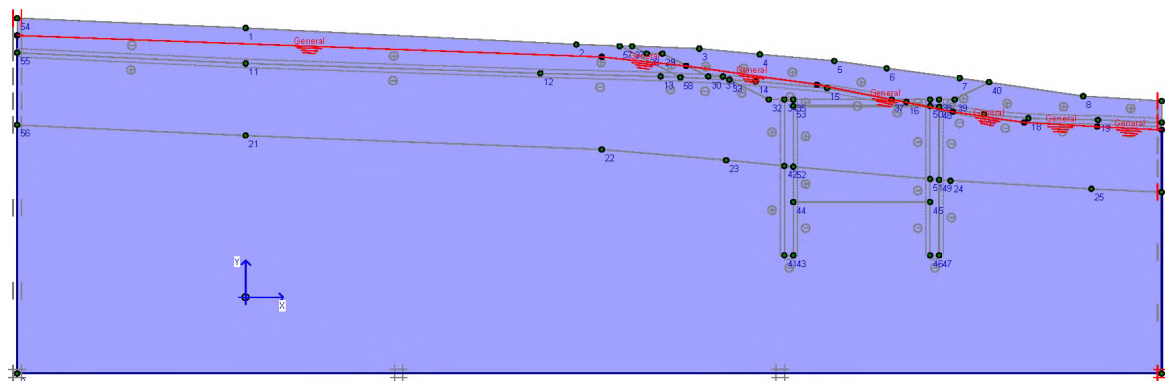
Tabulka 3.3.2-1: Materiálové modely.

Linear Elastic		beton
Type		Non-porous
γ_{unsat}	[kN/m ³]	25,00
E_{ref}	[kN/m ²]	25000000,00
ν	[-]	0,150
G_{ref}	[kN/m ²]	10869565,217
E_{oed}	[kN/m ²]	26397515,528
R_{inter}	[-]	0,300
Interface permeability		Impermeable

no.	Identification	EA [kN]	L spacing [m]
1	rozpěra	50000000,00	1,00

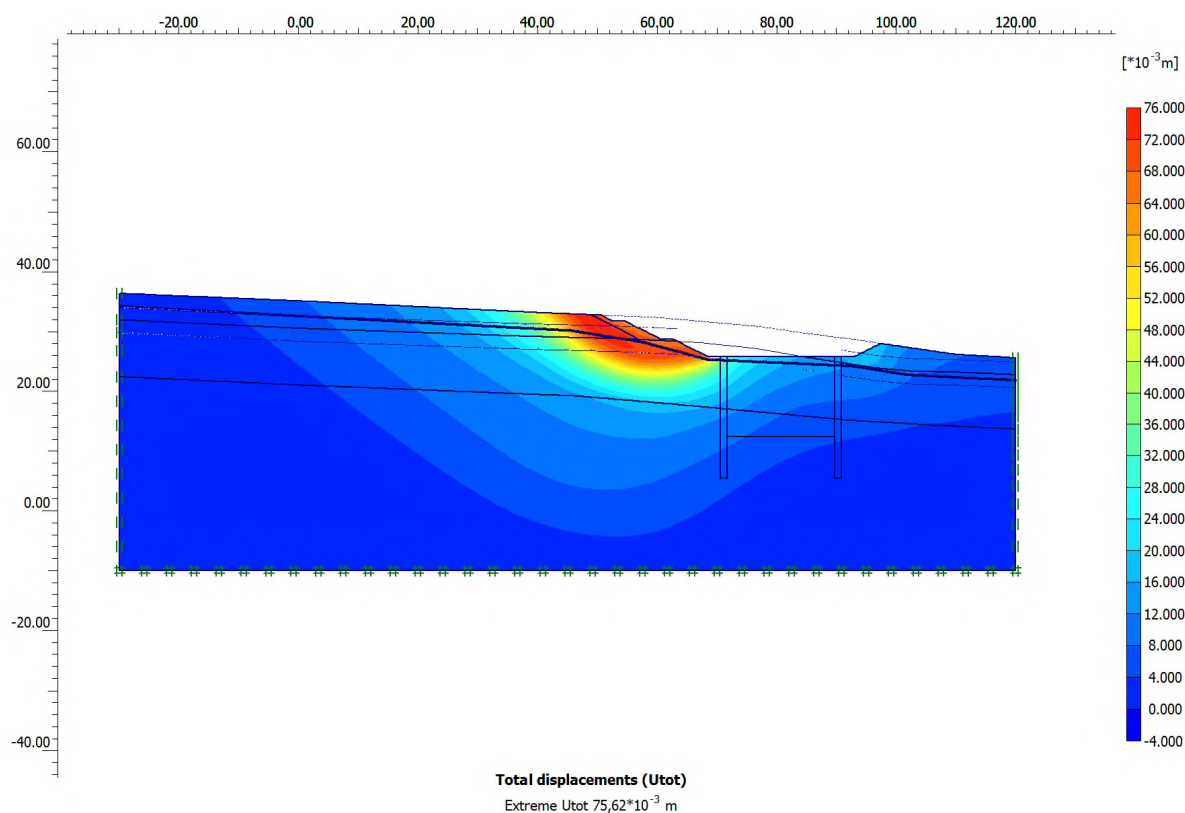
Hardening Soil		GT2	GT8 kritická	GT9	GT8 reziduální
Type		UnDrained	UnDrained	UnDrained	UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,80	19,50	19,70	19,50
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,50	20,30	21,00	20,30
k_x	[m/s]	1,000E-08	1,000E-08	1,000E-08	1,000E-08
k_y	[m/s]	1,000E-08	1,000E-09	1,000E-09	1,000E-09
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	5750,00	9900,00	17400,00	5000,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	5750,00	9900,00	17400,00	6394,37
power (m)	[-]	0,80	0,90	0,80	0,80
c_{ref}	[kN/m ²]	1,50*	1,00*	1,00*	1,00*
ϕ	[°]	19,00*	18,00*	19,00*	14,00*
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	17393,75	30195,00	52200,00	14877,05
$\nu_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	[-]	0,210	0,220	0,200	0,210
p^{ref}	[kN/m ²]	100,00	100,00	100,00	100,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

*V tabulce jsou uvedené návrhové hodnoty smykových parametrů, které byly sníženy koeficientem $\gamma_M = 1,25$.

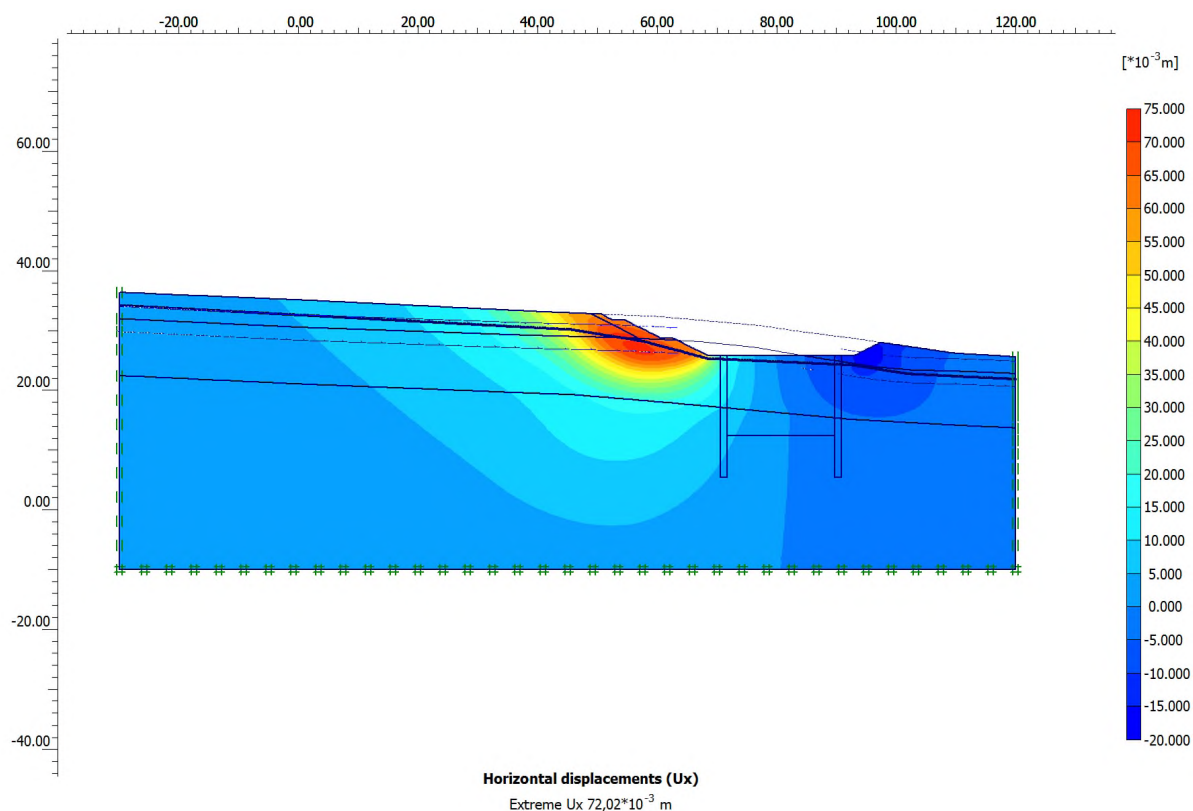


Obrázek 3.3.2-2: Zadaná úroveň HPV.

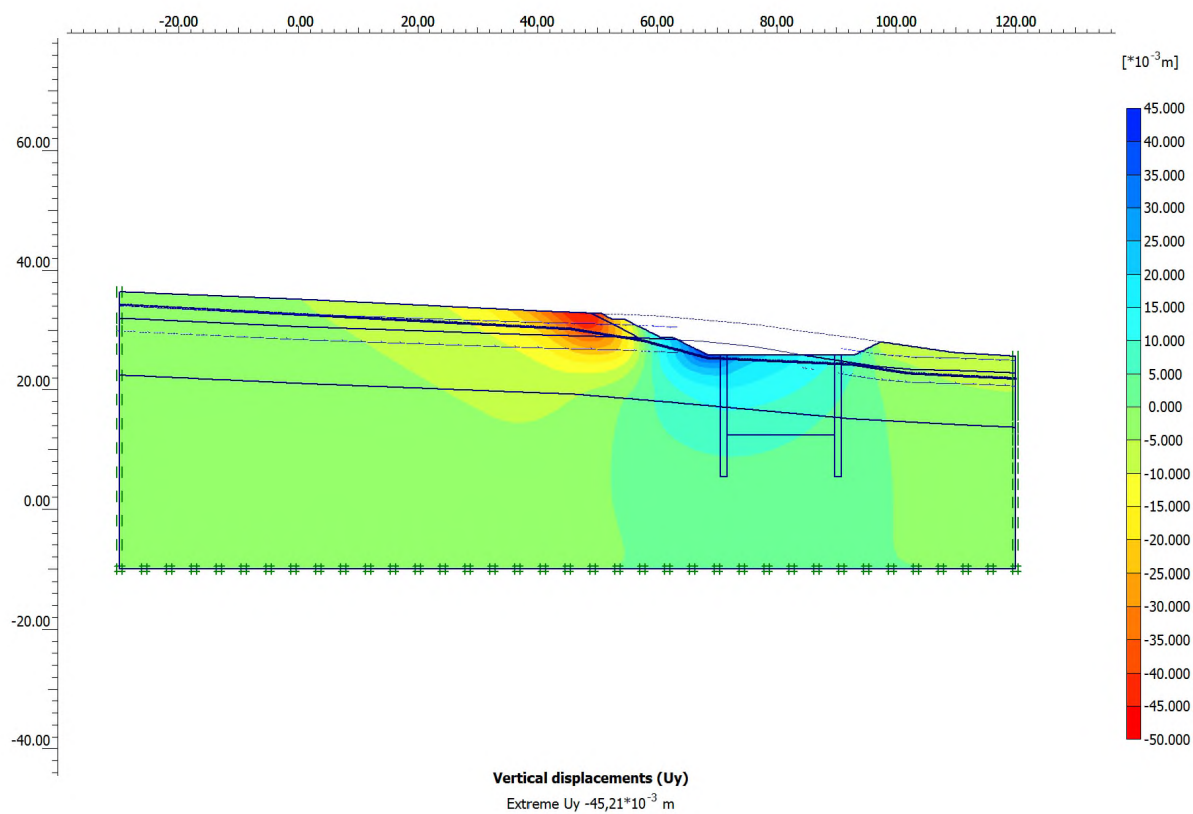
Vypočítané deformace počátečního výkopu:



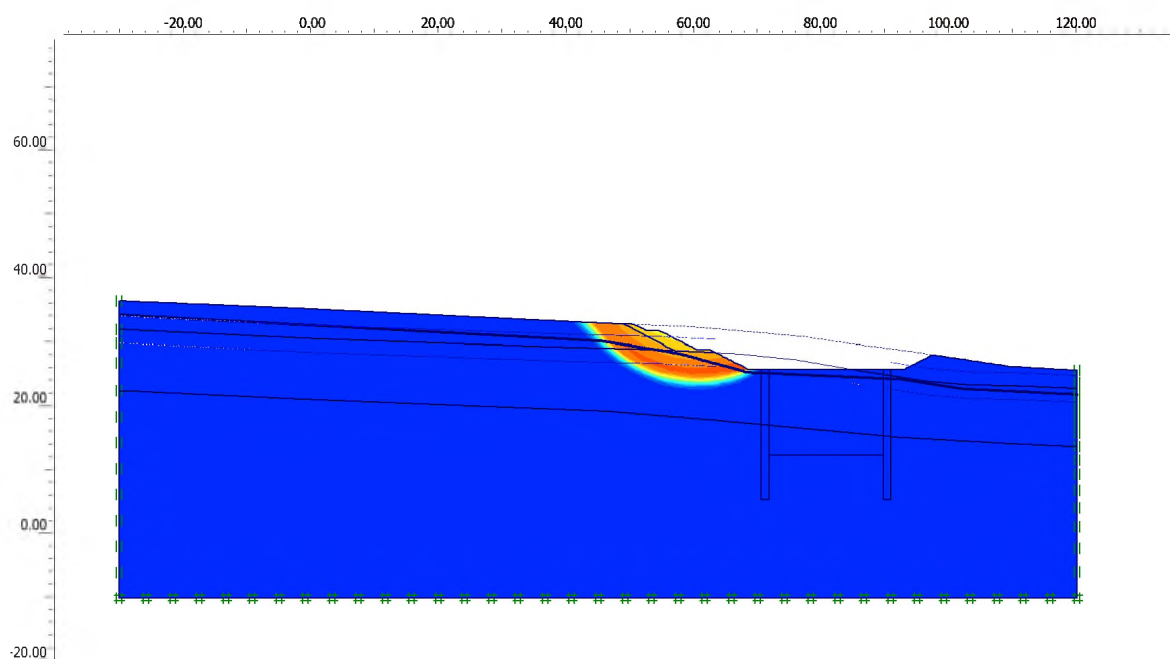
Obrázek 3.3.2-3: Celkové deformace stavebního výkopu: max deformace cca 75 mm.



Obrázek 3.3.2-4: Horizontální deformace stavebního výkopu: max deformace cca 72 mm.

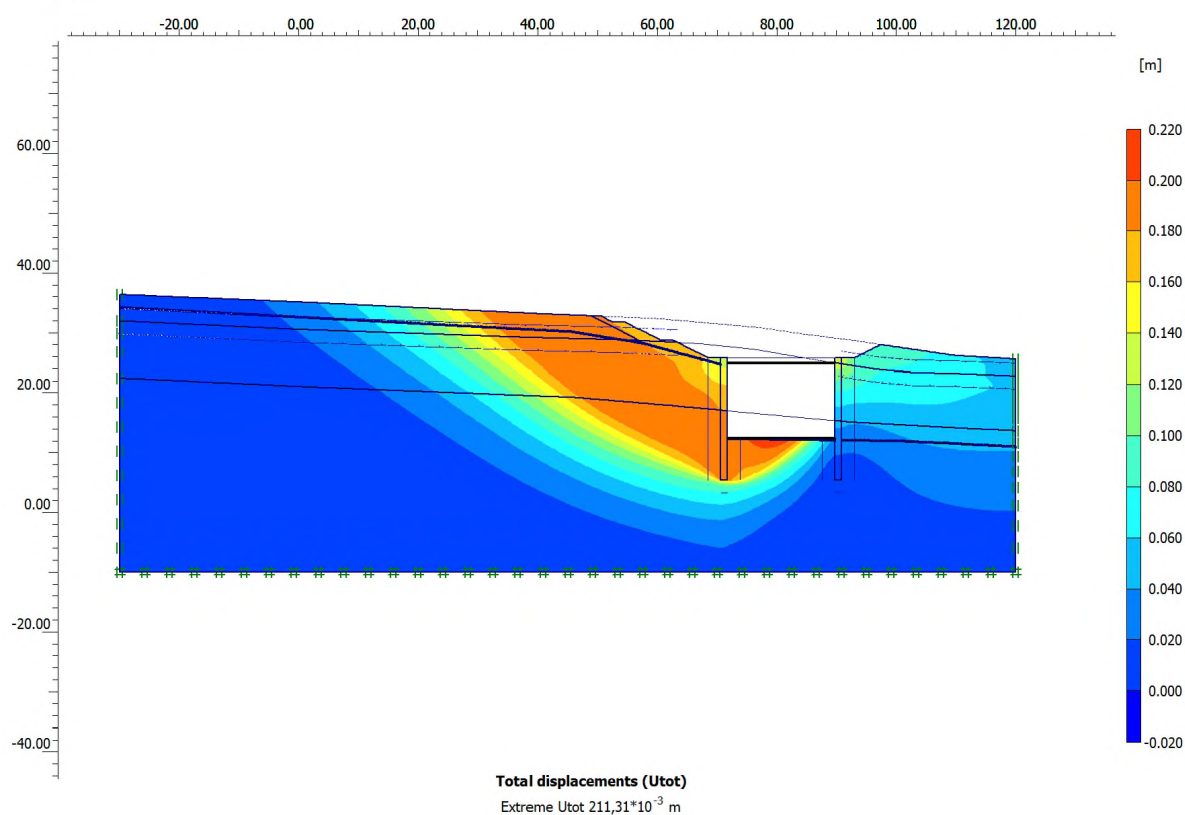


Obrázek 3.3.2-5: Vertikální deformace stavebního výkopu: max deformace cca 45 mm.

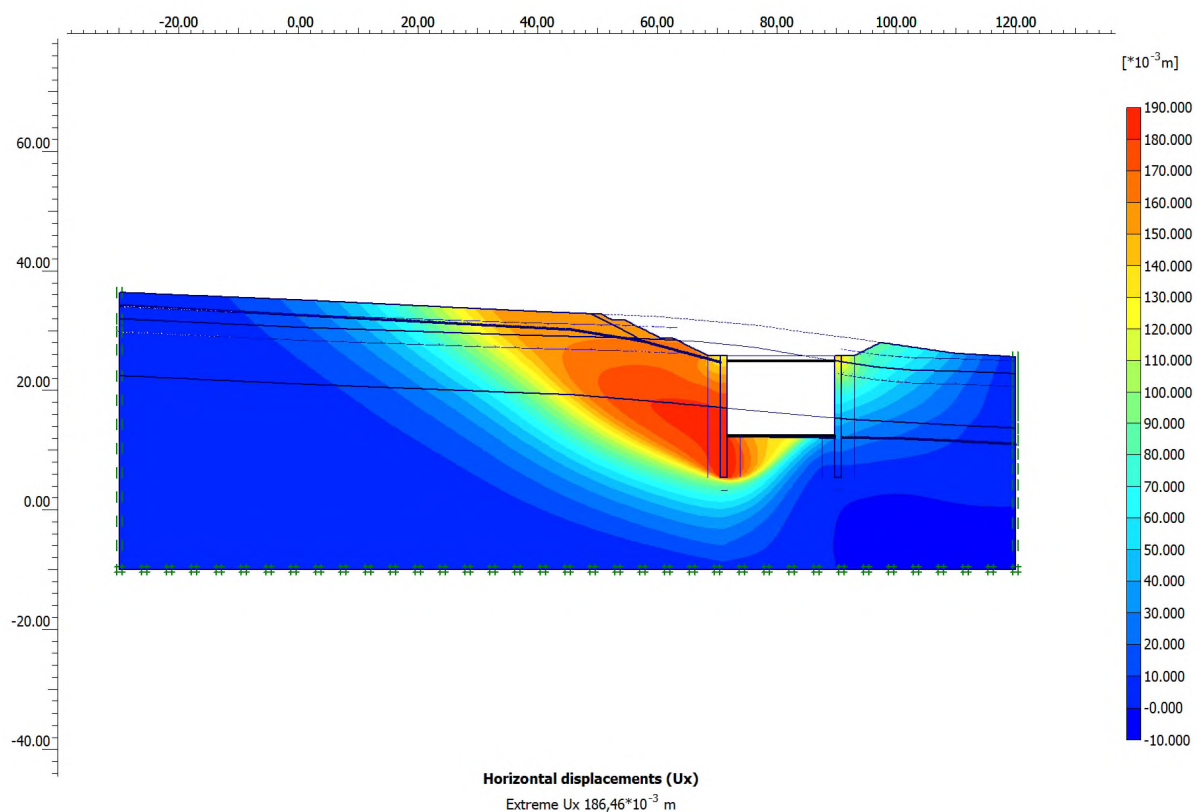
Posouzení stability výkopu:

Obrázek 3.3.2-6: Tvar kritické smykové plochy dle „phi/c reduction“ výpočtu.

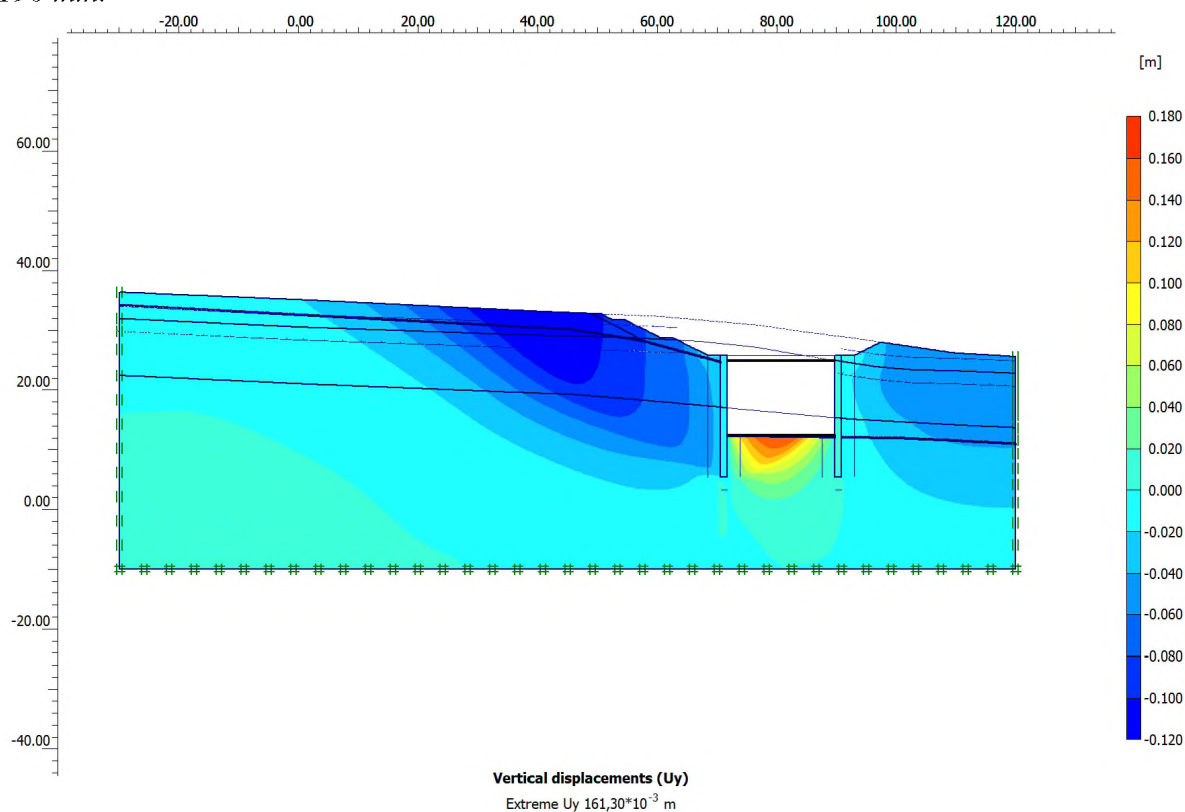
Pro dokončený úvodní výkop byl vypočítán stupeň stability $FS = 1,20$.

Vypočítané deformace stavební jámy tunelu:

Obrázek 3.3.2-7: Celkové deformace dokončené stavební jámy: max deformace cca 211 mm.



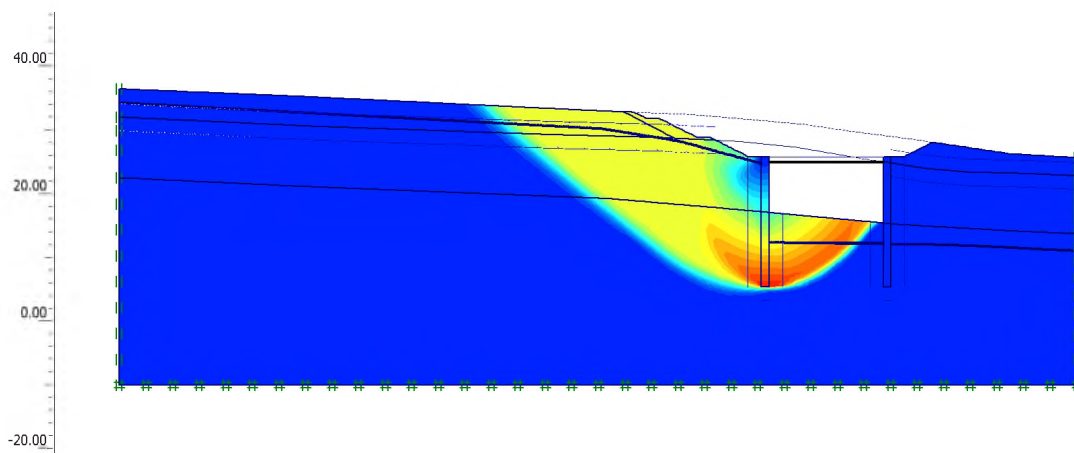
Obrázek 3.3.2-8: Horizontální deformace dokončené stavební jámy: max deformace cca 190 mm.



Obrázek 3.3.2-9: Vertikální deformace dokončené stavební jámy: max deformace cca 160 mm.

Posouzení stability dokončené stavební jámy:

Pro stabilitu stavební jámy je nejkritičtější fáze v okamžiku, kdy postupuje odtěžování zeminy, ale současně ještě nebyla realizována spodní rozpěra v úrovni dna (nebo dílčí etáže). Pro výpočet stability proto nebyla uvažována dokončená stavební jáma se spodní rozpěrrou, ale fáze, kdy jsou stěny rozepřeny pouze v horní úrovni a stavební jáma je odtěžena na cca 2/3 celkové hloubky.



Obrázek 3.3.2-10: Tvar kritické smykové plochy dle „phi/c reduction“ výpočtu.

Pro stavební jámu ve fázi odtěžení cca 2/3 celkové hloubky byl vypočítán stupeň stability $FS = 1,06$ tj. větší než požadovaný ve smyslu normy Eurokód 7 tabulky A.14, kde je pro svahy a celkovou stabilitu požadován součinitel $\gamma_R = 1,0$. Zářez proto vyhovuje!

Závěry vyplývající z posouzení stavební jámy ve staničení km 106,200:

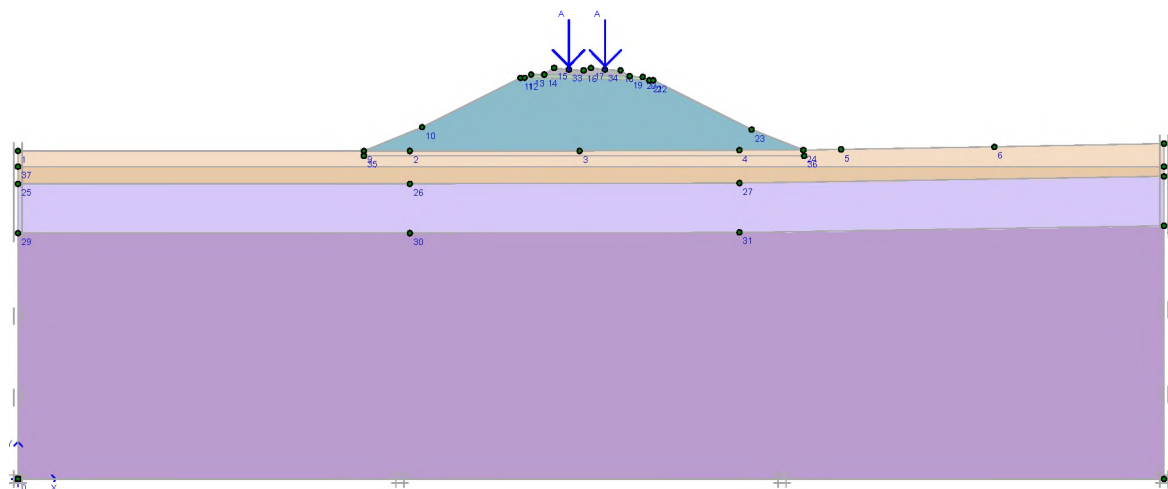
Stupeň stability $FS = 1,20$ vypočítaný pro úvodní stavební výkop je větší než požadovaný $FS_{min} = \gamma_R = 1,0$, který pro svahy a celkovou stabilitu požaduje Eurokód 7. **Svah proto vyhovuje.**

Samotná stavební jáma byla posouzena ve fázi odtěžení cca 2/3 celkové hloubky výkopu, kdy není realizována spodní rozpěra. Pro tuto fázi byl vypočítán stupeň stability $FS = 1,06$, který je velmi těsně větší než požadovaný $FS_{min} = \gamma_R = 1,0$, který pro svahy a celkovou stabilitu požaduje Eurokód 7. **Postup výstavby stavební jámy uvažovaný ve výpočtu proto z hlediska stability těsně vyhovuje!** S ohledem na vypočítané nadměrné deformace konstrukce ovšem tento postup nepovažujeme za zcela vhodný.

Postup odtěžování zemin je vhodné rozdělit na více etap a rozpěry realizovat ve více etážích. Po odtěžení stavební jámy na konečnou úroveň a realizaci spodní rozpěry pak bude možné mezilehlé rozpěry odstranit a uvolnit tím prostor pro stavbu tunelu. Uvedeným postupem budou také eliminovány vypočítané nepřipustně vysoké deformace zárubní stěny.

3.3.3 Přechodová oblast mostu ve staničení km 107,445, násyp výšky 9,3 m

Pro úvodní orientační posouzení násypu nebylo ve výpočtu uvažováno s použitím jakýchkoli sanačních opatření. V kapitole 3.3.4 je analýza tohoto násypu doplněna o výpočet s použitím sanačních opatření.



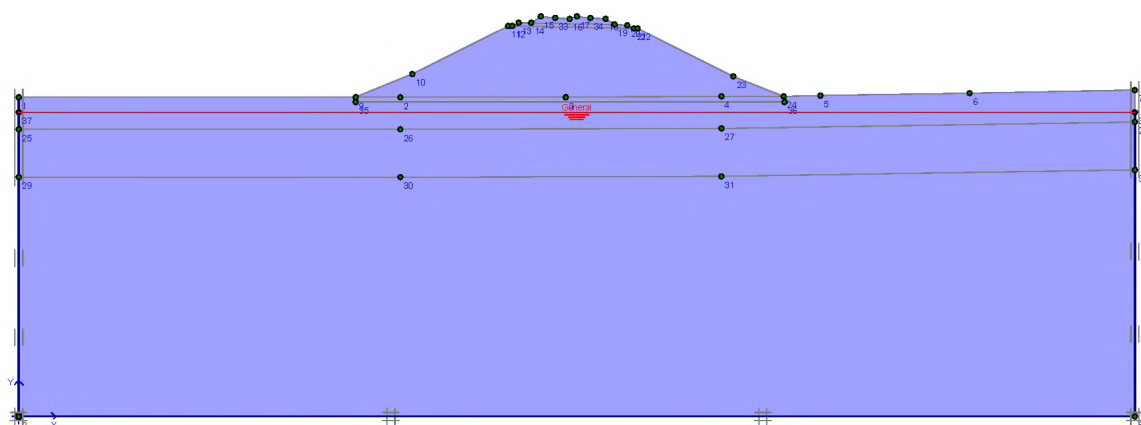
Obrázek 3.3.3-1: Zobrazení matematického modelu včetně geologických rozhraní. Síly zobrazené na povrchu násypu sloužily pouze pro orientační posouzení stability dokončeného násypu. Do výpočtu sedání násypu toto nahodilé zatížení nevstupovalo.

Tabulka 3.3.3-1: Materiálové modely.

Mohr-Coulomb		ŠD	násyp zepřesněná zemina
Type		UnDrained	UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,00	19,22
γ_{sat}	[kN/m ³]	19,60	19,50
k_x	[m/s]	6,787E-05	1,000E-08
k_y	[m/s]	6,787E-05	1,000E-08
E_{ref}	[kN/m ²]	20000,000	25000,000
ν	[-]	0,250	0,280
G_{ref}	[kN/m ²]	8000,000	9765,625
E_{oed}	[kN/m ²]	24000,000	31960,227
c_{ref}	[kN/m ²]	3,00	3,00
ϕ	[°]	35,00	32,00
ψ	[°]	2,00	0,00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	0,70	1,00
Interface permeability		Neutral	Neutral

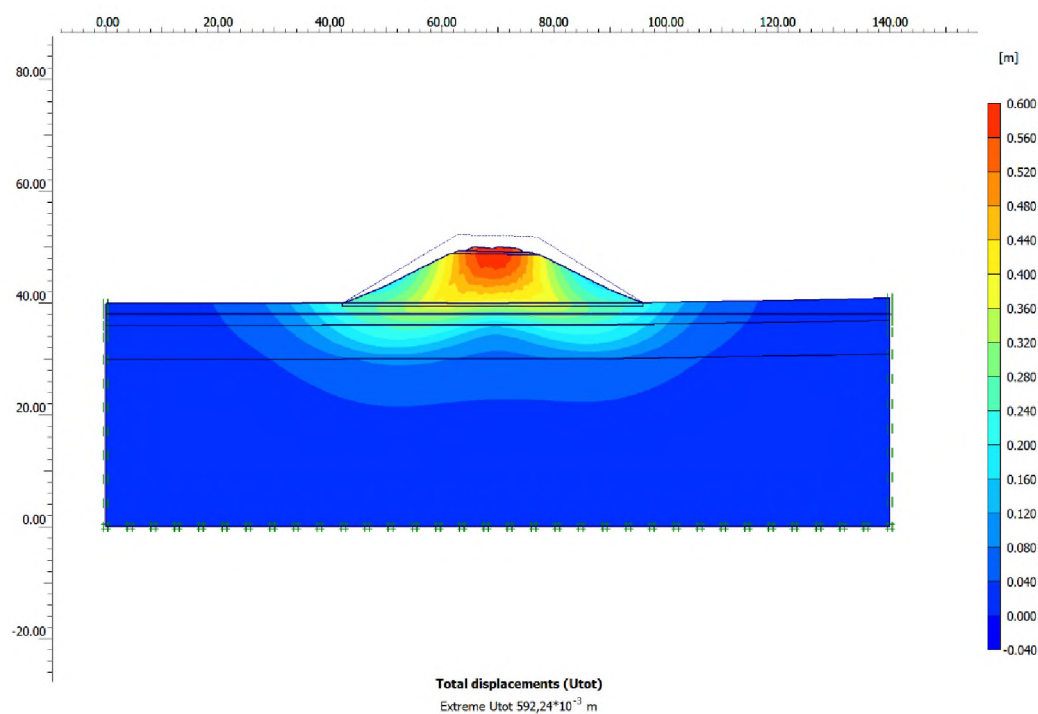
Hardening Soil		neogen pevný GT8	neogen tvrdý GT9	F6CI tuhá GT6	GT6 pod HPV
Type		UnDrained	UnDrained	UnDrained	UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,50	19,70	19,80	20,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	19,50	19,70	20,00	20,00
k_x	[m/s]	1,000E-09	1,000E-09	1,000E-08	1,000E-08
k_y	[m/s]	3,000E-09	1,000E-09	3,000E-08	3,000E-08
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	7800,00	15700,00	6400,00	5400,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	7800,00	15700,00	6400,00	5400,00
power (m)	[-]	0,85	0,80	0,90	0,90
c_{ref}	[kN/m ²]	22,00	26,00	14,00	12,00

<i>Hardening Soil</i>		neogen pevný GT8	neogen tvrdý GT9	F6CI tuhá GT6	GT6 pod HPV
φ	[°]	16,50	18,00	17,00	16,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	23660,00	47100,00	19200,00	16200,00
$\nu_{ur}^{(nu)}$	[-]	0,200	0,200	0,200	0,200
p^{ref}	[kN/m ²]	100,00	100,00	100,00	100,00
R_{inter}	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00
δ_{inter}	[m]	0,00	0,00	0,00	0,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

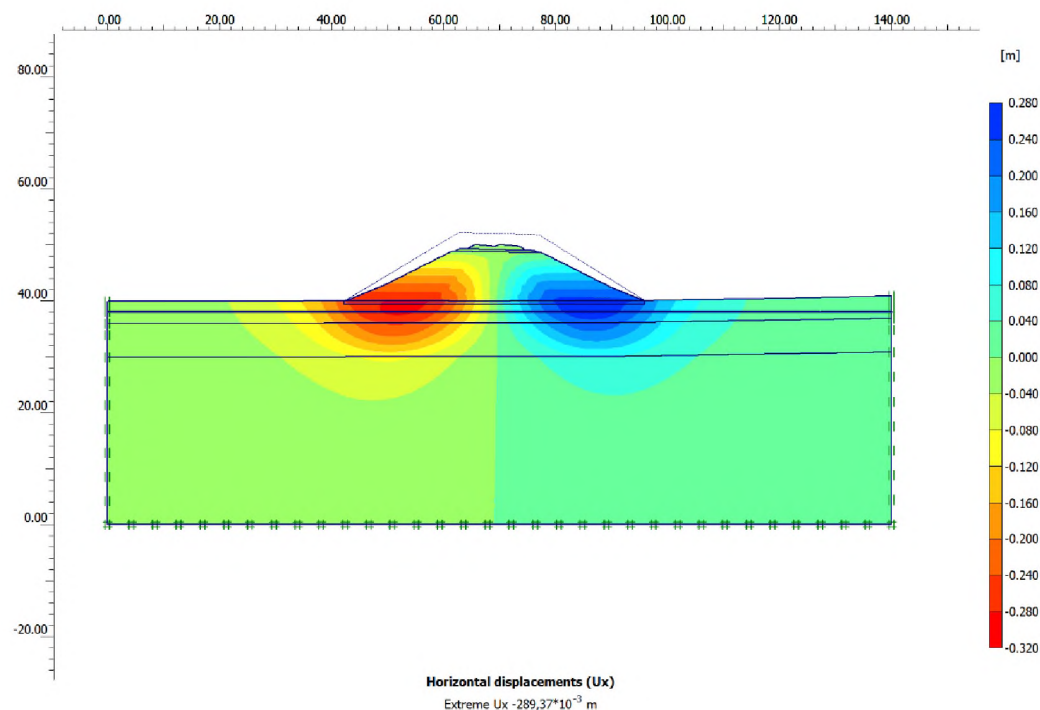


Obrázek 3.3.3-2: Zadaný průběh HPV.

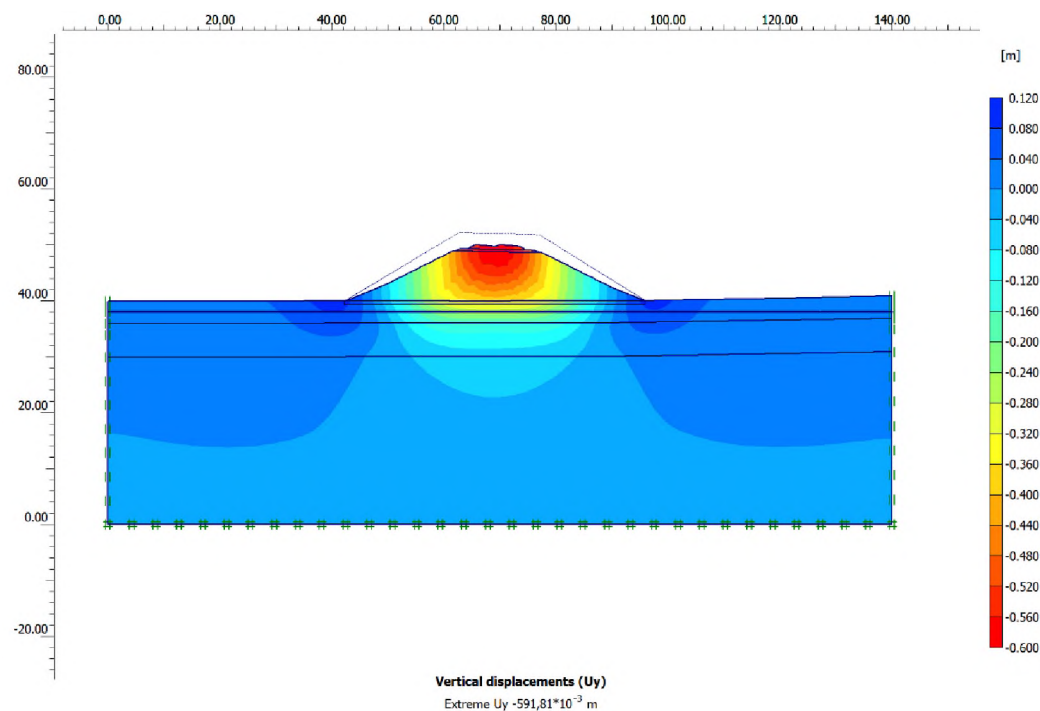
Výsledky analýzy pro fázi ihned po vybudování násypu – předpoklad výstavby 9,3 m vysokého násypu za 90 dní



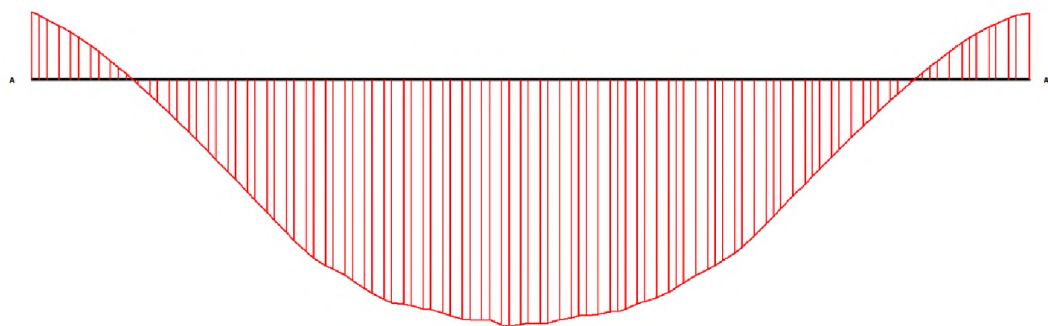
Obrázek 3.3.3-3: Celkové deformace pro fázi ihned po výstavbě násypu za 90 dní. Maximální hodnota deformace je cca 590 mm.



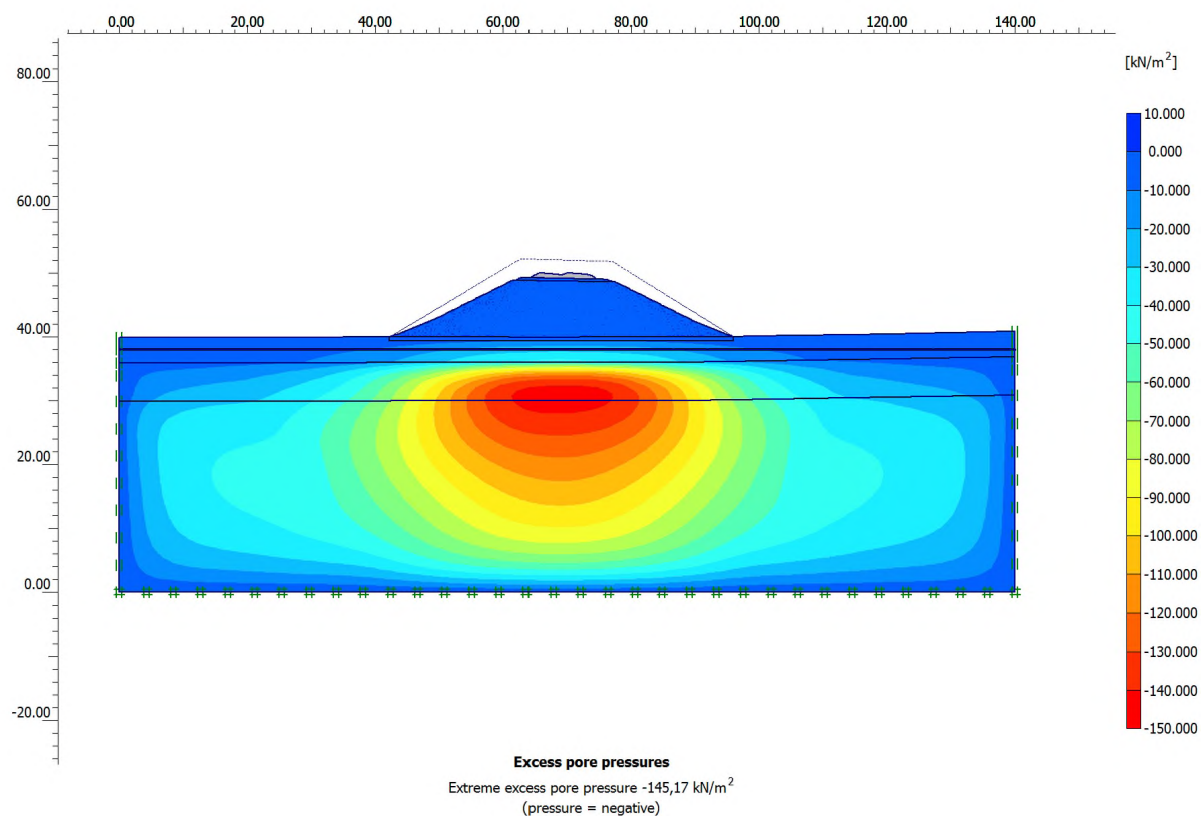
Obrázek 3.3.3-4: Horizontální deformace pro fázi ihned po výstavbě násypu za 90 dní. Maximální hodnota deformace je cca 290 mm.



Obrázek 3.3.3-5: Svislé deformace pro fázi ihned po výstavbě násypu za 90 dní. Maximální hodnota deformace je cca 590 mm.



Obrázek 3.3.3-6: Sedání násypu (svislé deformace terénu pod násypem) deformace pro fázi ihned po výstavbě násypu za 90 dní. Maximální hodnota deformace je cca 355 mm.



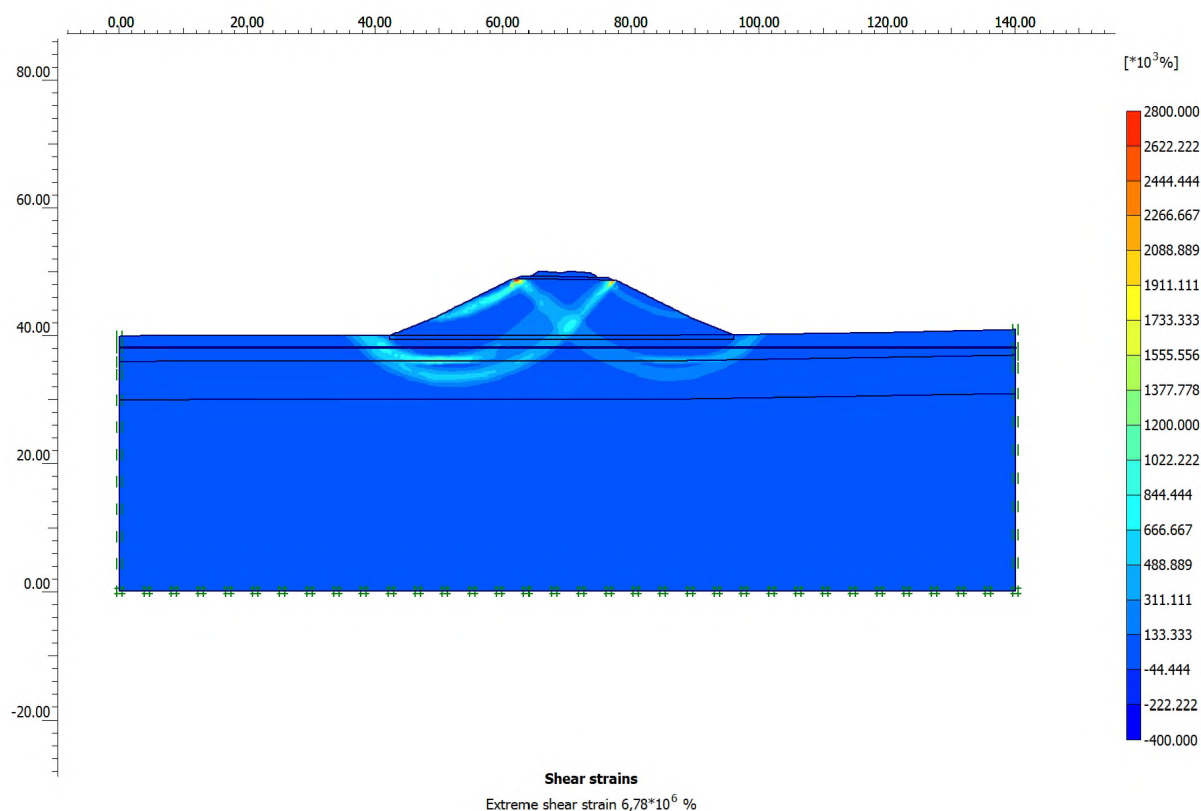
Obrázek 3.3.3-7: Nárůst pórových tlaků v podloží násypu během výstavby za 90 dní. Maximální hodnota zvýšených pórových tlaků je - 145 kPa.

Posouzení stability násypu při zvýšení pórových tlaků v podloží násypu – ve fázi ihned po dokončení výstavby násypu

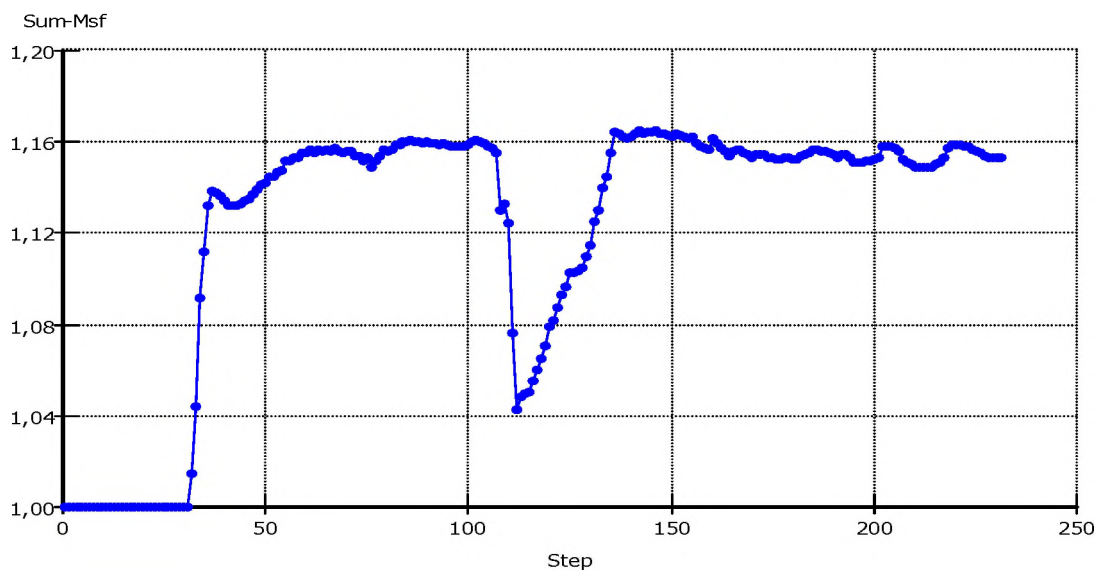
Pro posouzení stability násypu dle EC7 byly smykové parametry zeminy sníženy koeficientem 1,25. Výsledné parametry použitých materiálových modelů jsou v následující tabulce: (tabulky jsou zjednodušené – kompletní parametry modelů jsou uvedeny výše).

<i>Mohr-Coulomb</i>		násyp návrhová pevnost
c_{ref}	[kN/m ²]	3,00
φ	[°]	25,60

<i>Hardening Soil</i>		F6 tuhá návrhové	GT6 pod HPV návrhové	neogén pevný, návrhové
c_{ref}	[kN/m ²]	11,20	9,60	17,60
φ	[°]	13,60	12,80	13,20

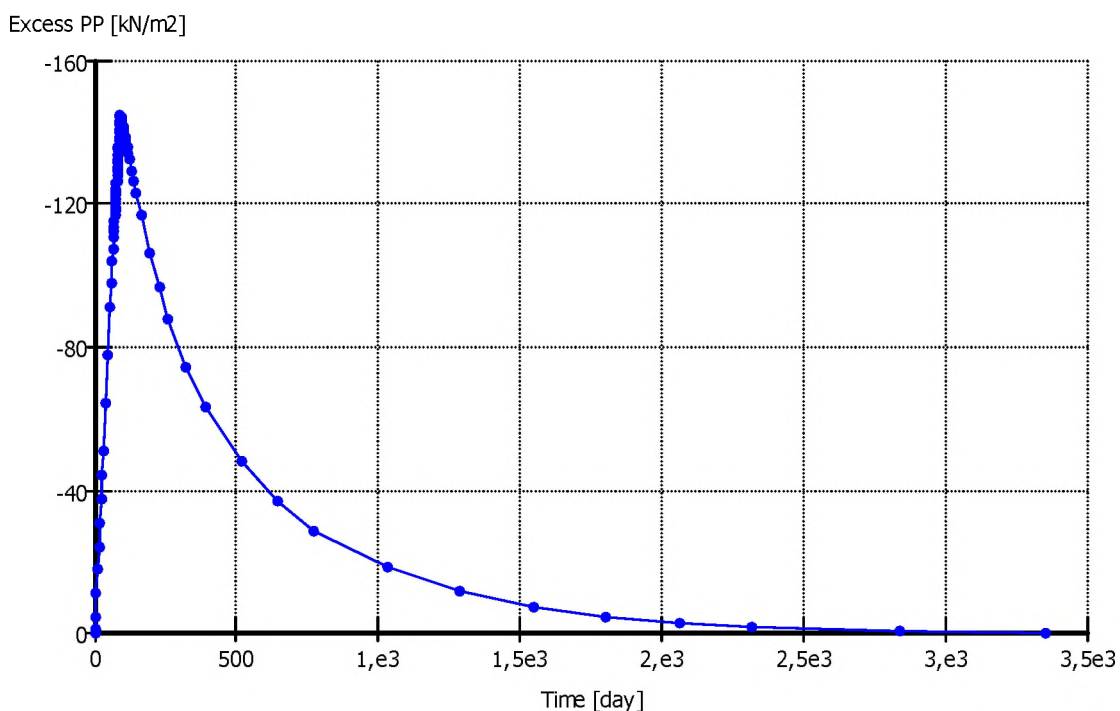


Obrázek 3.3.3-8: Kritické smykové plochy, kde je největší pravděpodobnost ztráty stability násypu vypočítané pomocí „phi/c reduction“ metody. Vypočítaný stupeň stability $FS = 1,153 > než$ stupeň stability požadovaný $FS_{min} = 1,0$. Ve smyslu EC je využití konstrukce 0,87 %. Násyp proto vyhovuje ve fázi ihned po výstavbě při zvýšení pórových tlaků v podloží.

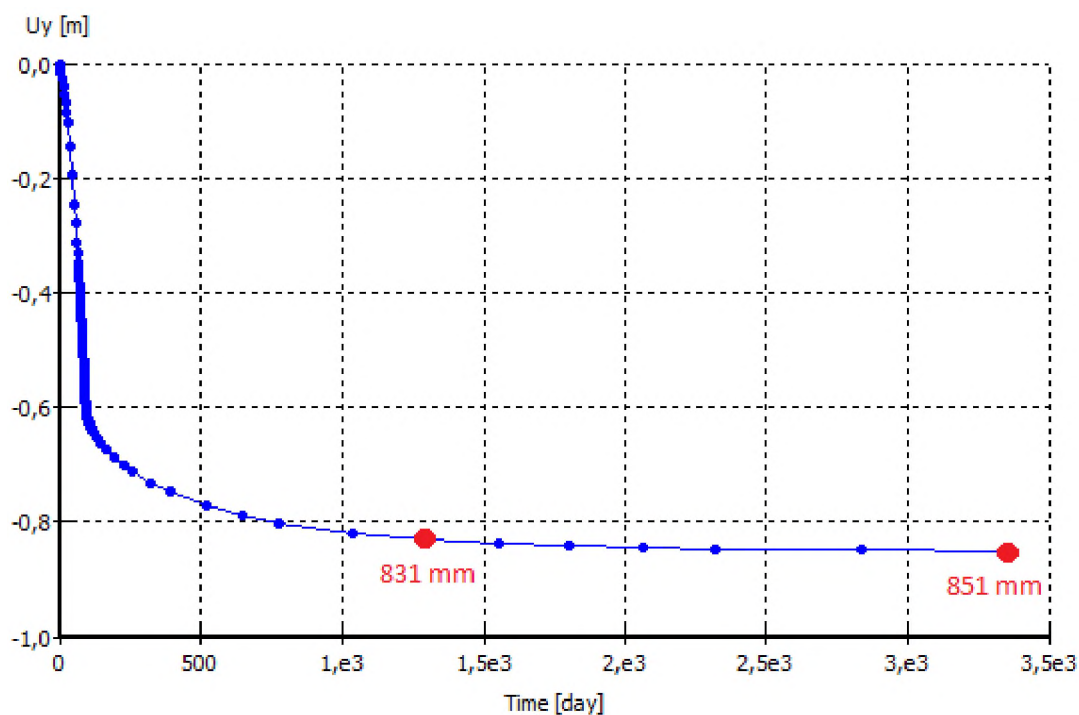


Obrázek 3.3.3-9: Graf zobrazující průběh iteračního výpočtu stupně stability metodou „phi/c reduction“. Vypočítaná hodnota stupně stability po 200 iteraci je $FS = 1,153$.

Průběh konsolidace

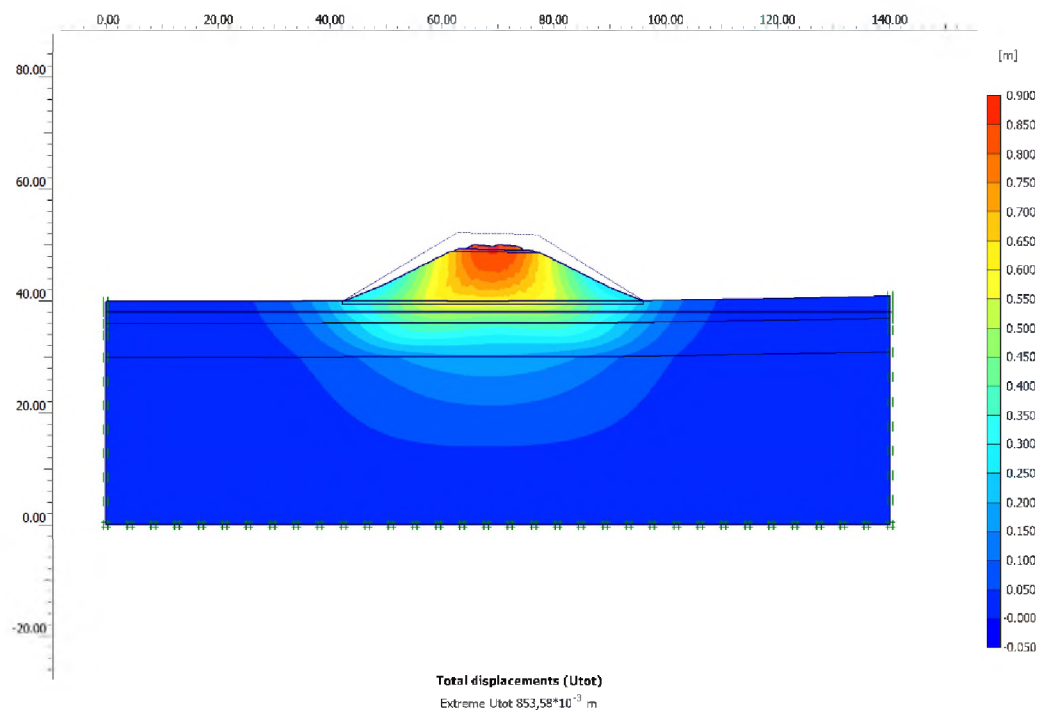


Obrázek 3.3.3-10: Graf zobrazující nárůst pórových tlaků v jílových vrstvách v podloží násypu a jejich následné rozptýlení v čase. Během výstavby násypu za 90 dní dojde k nárůstu pórových tlaků na maximální hodnotu 144 kPa. K úplnému rozptýlení pórových tlaků dojde přibližně za 8 - 9 let od výstavby násypu.

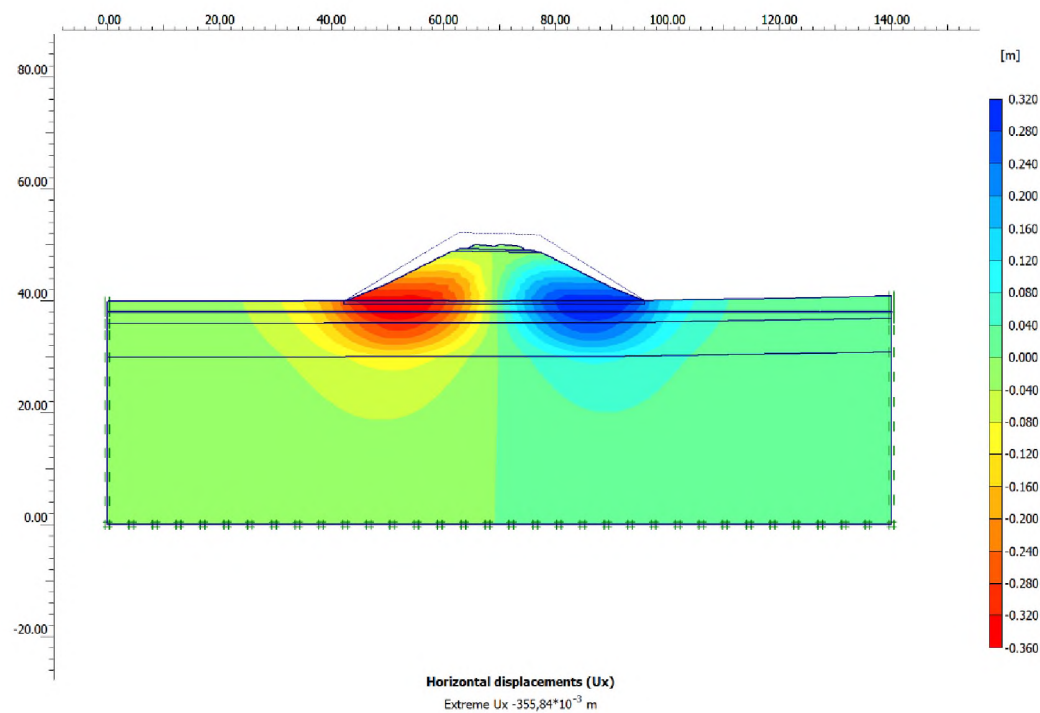


Obrázek 3.3.3-11: Graf zobrazující nárůst svislých deformací horní části násypu. Celkové deformace po 9 letech od zahájení výstavby násypu dosahují hodnoty 851 mm. Sednutí 831 mm proběhne během prvních 3,5 let od zahájení výstavby – ve zbývajícím čase (cca 5 let) dojde k dosednutí o zbývajících 20 mm.

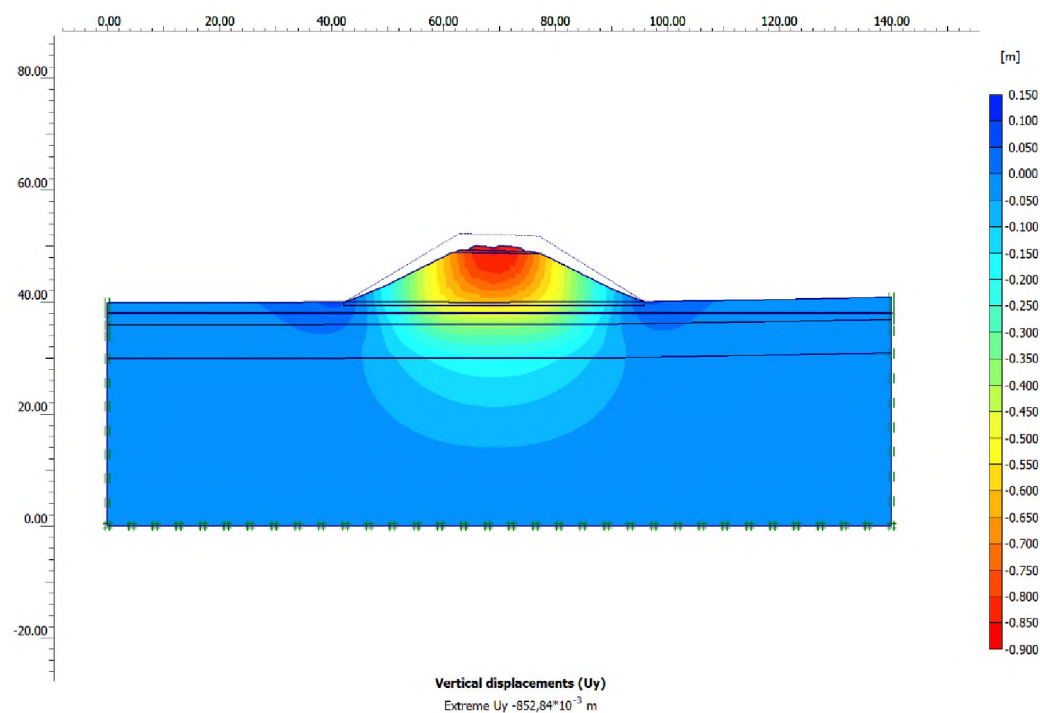
Výsledky analýzy pro fázi po ukončení konsolidace



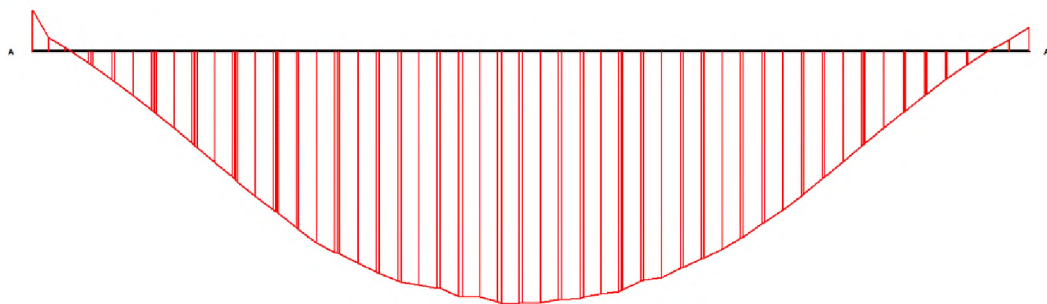
Obrázek 3.3.3-12: Celkové deformace pro fázi po ukončení konsolidace. Maximální hodnota deformace je cca 850 mm.



Obrázek 3.3.3-13: Horizontální deformace pro fázi po ukončení konsolidace. Maximální hodnota deformace je 355 mm.



Obrázek 3.3.3-14: Svislé deformace pro fázi po ukončení konsolidace. Maximální hodnota deformace je cc 850 mm.



Obrázek 3.3.3-15: Sedání násypu (svislé deformace terénu pod násypem) pro fázi po ukončení konsolidace. Maximální hodnota deformace je 625 mm.

Závěry a doporučení vyplývající z analýzy násypu výšky 9,3 m ve staničení km 107,445 bez sanačních opatření:

Orientační výpočet násypu byl proveden v rámci předběžného průzkumu pro posouzení zejména deformačního chování násypu – sedání násypu a průběhu konsolidace.

Podloží násypu budou tvořit výlučně jílovité zeminy. Ustálená úroveň HPV byla vrtným průzkumem zjištěna v hloubce cca 2,0 m PT.

Výše uvedené GT poměry hodnotíme jako složité, vzhledem k navrhované výšce násypu nad 6,0 m řadíme tuto konstrukci do 3 geotechnické kategorie.

V provedeném výpočtu nebyla uvažována žádná sanační opatření.

V rámci výpočtu byla v kritické fázi ihned po dokončení násypu posouzena jeho stabilita. Při uvažovaných parametrech zemín je vypočítaný stupeň stability $FS = 1,15$. Je tedy větší než stupeň stability požadovaný $FS_{min} = \gamma_R = 1,0$. Ve smyslu EC je využití konstrukce 87 %. **Násyp proto vyhovuje ve fázi ihned po výstavbě při zvýšení pórových tlaků v podloží.**

Dle výsledků výpočtu bude během výstavby běžnou rychlostí docházet k vysokému nárůstu pórových tlaků v jílových vrstvách v podloží násypu. Vzhledem k velmi nízké propustnosti těchto zemín bude rozptýlení těchto PT probíhat velmi pomalu – v řádu několika let.

Během výstavby za 90 dní bylo vypočítáno sednutí terénu pod středem násypu 355 mm. V průběhu konsolidace, která bude probíhat cca 8 - 9 let, dojde k dalšímu nárůstu tohoto sednutí cca o 270 mm na konečnou hodnotu 625 mm. V horní části násypu – v úrovni kolejového lože - dosahují celkové deformace po 9 letech od zahájení výstavby hodnoty 851 mm. Sednutí 831 mm proběhne během prvních 3,5 let od zahájení výstavby – ve zbývajícím čase (cca 5 let) dojde k dosednutí o zbývajících 20 mm.

V bázi násypu byly vypočítány vysoké hodnoty vodorovných posunů – až 355 mm. Při realizaci násypu proto bude docházet k vytlačení málo únosných zemín z podloží násypu, což může vést k poškození svahů násypu až ke ztrátě stability násypu. Pro omezení vodorovných deformací proto bude nutné na upraveném terénu pod násypem realizovat šterkový polštář vyztužený geosyntetiky a pravděpodobně také vyztužení několika spodních vrstev násypu.

Na základě uvedených výsledků doporučujeme v další fázi zpracování PD uvažovat s návrhem hloubkových sanačních opatření v podloží násypu.

Vhodným opatřením může být realizace PVD drénů v kombinaci s drenážním štěrkovým polštářem v bázi násypu. Případně je možné omezit deformace a urychlit konsolidaci také hloubkovým zlepšením zemin, realizací vylehčeného násypu nebo dalšími postupy.

Vzhledem k zastižené vysoké úrovni HPV není v tomto případě vhodné použití štěrkových piliřů, protože může docházet k prosakování povrchové vody přes tyto prvky do podloží násypu a tím ke snížení konzistence jílovitých zemin a zhoršení GT poměrů.

Pro volbu vhodných opatření k omezení deformací násypu a urychlení konsolidace v další fázi zpracování PD je nutné doplnit podrobnější informace o GT poměrech, zejména o propustnosti jílových vrstev a jejich deformačních i pevnostních parametrech. Ty může poskytnout pouze realizace podrobného IG průzkumu zaměřeného na tento účel.

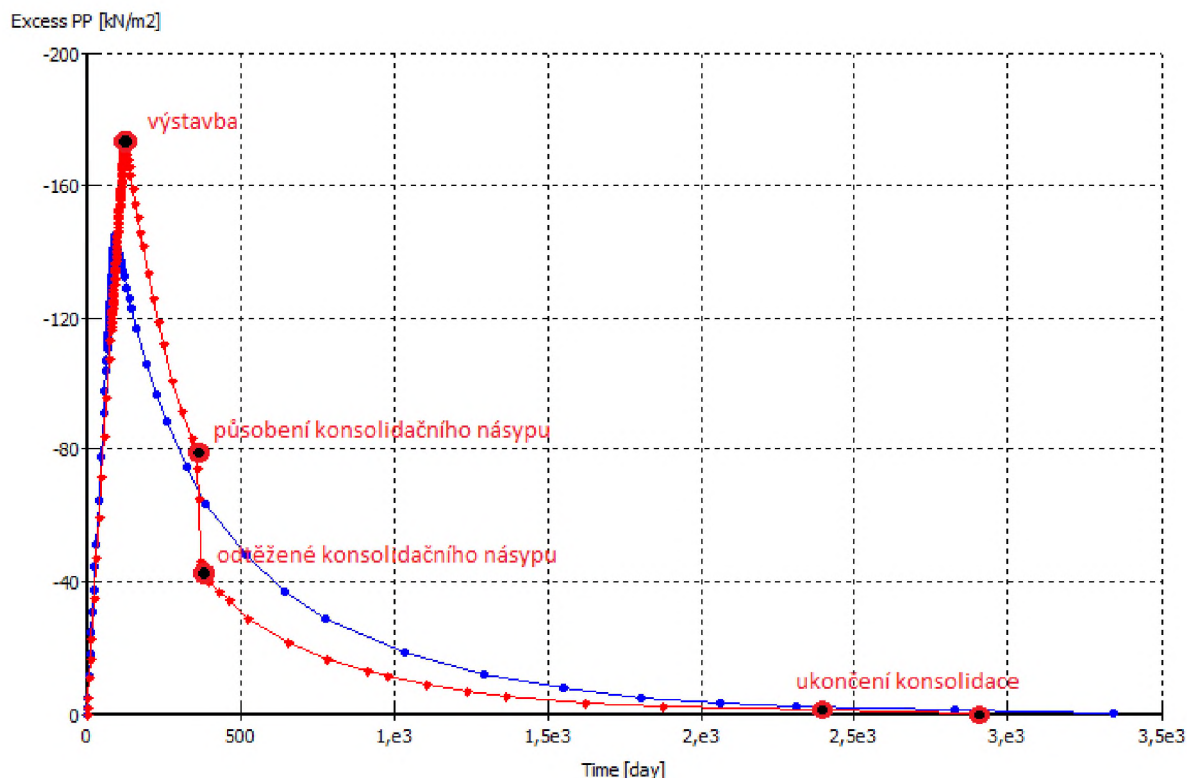
3.3.4 Přechodová oblast mostu ve staničení km 107,445, při použití základních sanačních opatření

Pro doplnění orientačních informací o vlivu základních sanačních opatření byl do výpočtu násypu viz výše doplněn štěrkový drén v bázi násypu (první vrstvy násypu na upraveném podloží tvořené propustnými štěrkovými zeminami) a výpočet byl doplněn o působení 3 m vysokého konsolidačního násypu po dobu 8 měsíců = 240 dní po výstavbě. Doba výstavby i s konsolidačním násypem byla prodloužena na 4 měsíce = 120 dní.

Celkově byl tedy výpočet násypu rozdělen na 4 fáze:

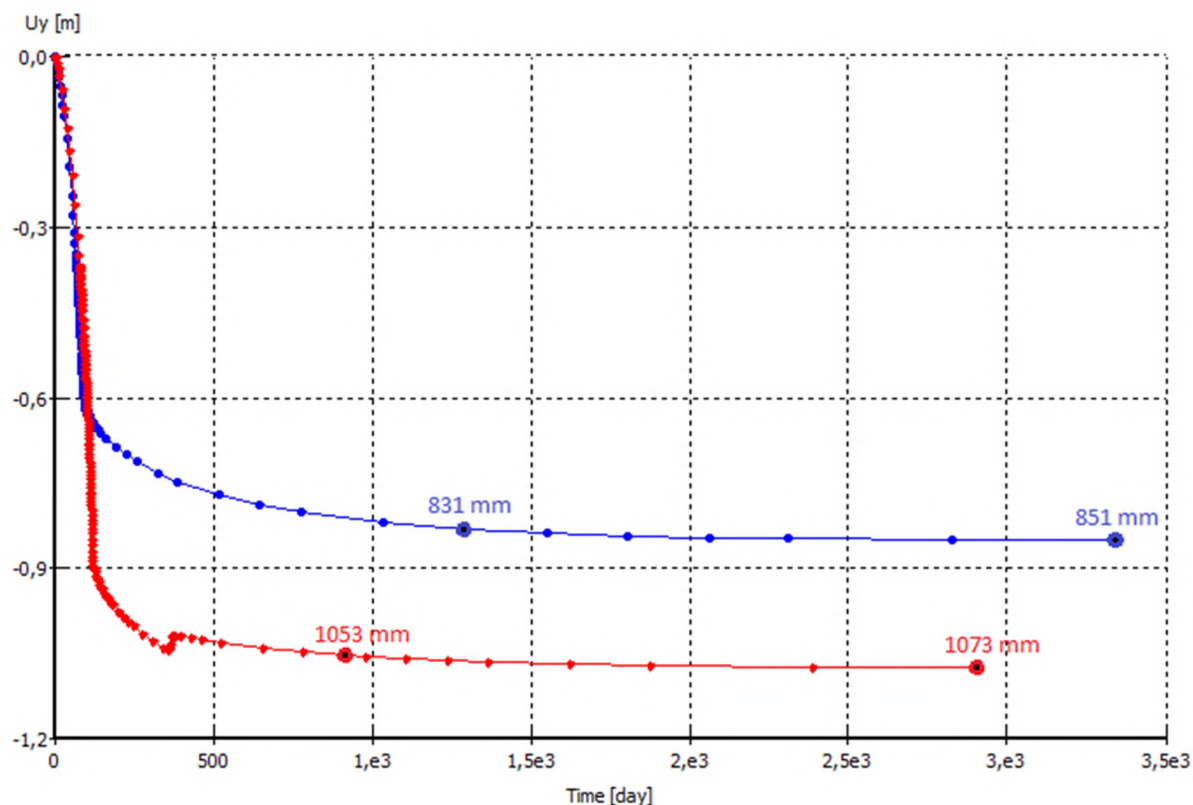
- výstavba násypu včetně 3 m nadvýšení za 120 dní,
- 8 měsíců konsolidace = dalších 240 dní,
- odtěžení 3 m vysokého konsolidačního násypu za 7 dní,
- dokončení konsolidace (pokles zvýšených pórových tlaků pod -1 kPa).

Průběh konsolidace při použití základních sanačních opatření:



Obrázek 3.3.4-1: Graf zobrazující nárůst pórových tlaků v jílových vrstvách v podloží násypu a jejich následné rozptýlení v čase. Modrou barvou zobrazen vývoj bez sanačních opatření, červenou barvou při použití konsolidačního násypu.

Během výstavby konsolidačního násypu za 120 dní dojde k nárůstu zvýšených pórových tlaků na maximální hodnotu -173 kPa. Během 8 měsíců působení konsolidačního násypu dojde k poklesu zvýšených pórových tlaků na -80 kPa. Následně, vlivem odtěžení konsolidačního násypu dojde k rychlému poklesu zv. pórových tlaků na hodnotu -46 kPa. K úplnému rozptýlení zv. pórových tlaků dojde přibližně za 6,5 – 7,5 let od výstavby násypu. Celková doba konsolidace se tedy zkrátila přibližně o 1,5 roku.

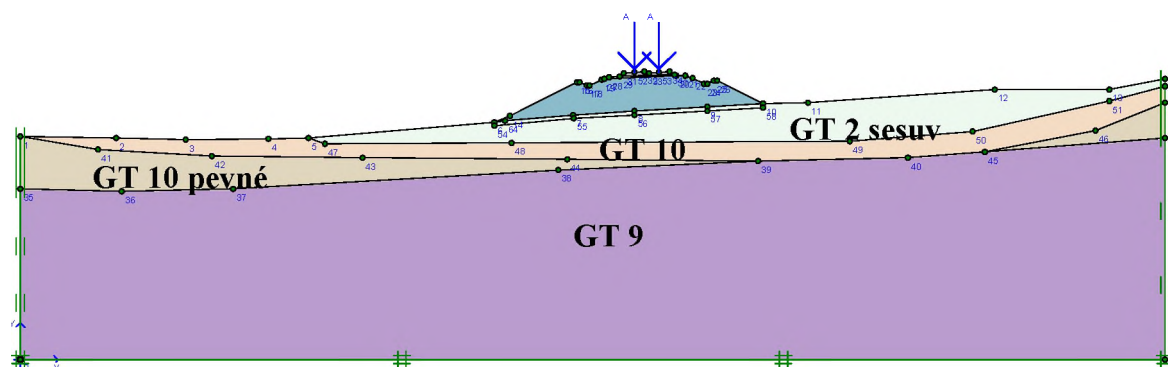


Obrázek 3.3.4-2: Graf zobrazující nárůst svislých deformací horní části násypu. Modrou barvou zobrazen vývoj bez sanačních opatření, červenou barvou při použití konsolidačního násypu.

Celkové deformace po 7,5 letech od zahájení výstavby násypu dosahují hodnoty 1073 mm. Sednutí 1053 mm proběhne během prvních 2,5 let od zahájení výstavby – ve zbývajícím čase (cca 5 let) dojde k dosednutí o zbývajících 20 mm.

Již při použití základních konsolidačních opatření dojde k výraznému zkrácení celkové doby konsolidace násypu. Použitím hloubkových sanačních opatření je možné dobu výstavby dále významně zkrátit.

3.3.5 Přechodová oblast mostu ve staničení km 110,565, násyp výšky 6,4 m



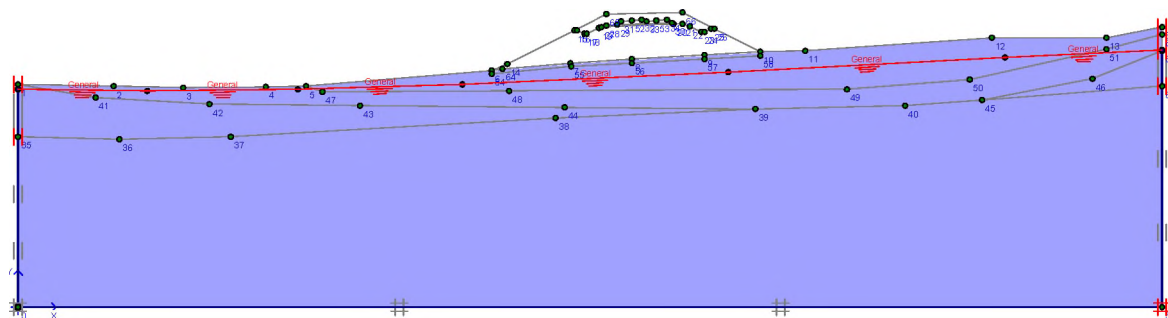
Obrázek 3.3.5-1: Zobrazení matematického modelu včetně geologických rozhraní. Síly zobrazené na povrchu násypu sloužily pouze pro orientační posouzení stability dokončeného násypu. Do výpočtu sedání násypu toto nahodilé zatížení nevstupovalo.

Tabulka 3.3.5-1: Materiálové modely.

Mohr-Coulomb		ŠD	násyp zepšená zemina
Type		UnDrained	UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,00	19,22
γ_{sat}	[kN/m ³]	19,60	19,50
k_x	[m/s]	6,789E-05	1,000E-08
k_y	[m/s]	6,789E-05	1,000E-08
E_{ref}	[kN/m ²]	20000,000	25000,000
ν	[-]	0,250	0,280
G_{ref}	[kN/m ²]	8000,000	9765,625
E_{oed}	[kN/m ²]	24000,000	31960,227
c_{ref}	[kN/m ²]	2,00	3,00
φ	[°]	38,00	34,00
ψ	[°]	2,00	0,00
Interface permeability		Neutral	Neutral

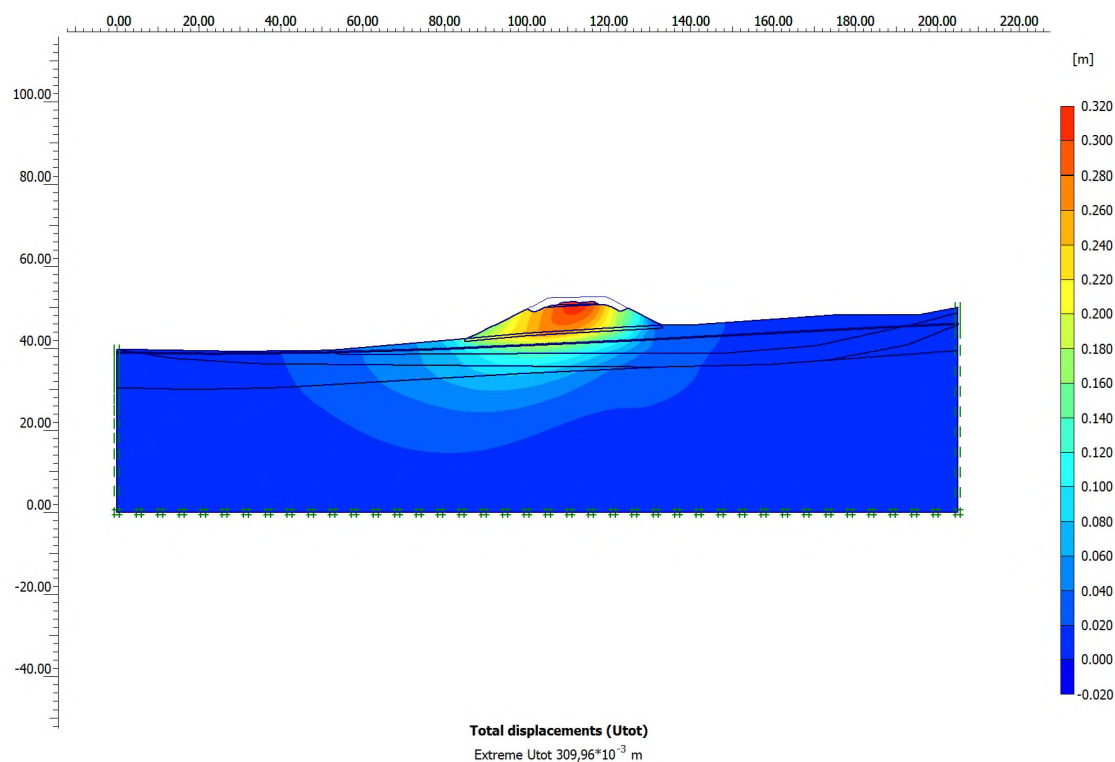
Hardening Soil	GT9 neogen tvrdý	GT2 pevné kritické	GT10 písek prachov. kritické	GT10 pevné konz.
Type	UnDrained	UnDrained	UnDrained	UnDrained

<i>Hardening Soil</i>		GT9 neogen tvrdý	GT2 pevné kritické	GT10 písek prachov. kritické	GT10 pevné konz.
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,70	19,80	20,00	20,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	19,70	20,20	20,10	20,10
k_x	[m/s]	1,000E-09	3,001E-08	1,000E-07	1,000E-07
k_y	[m/s]	1,000E-09	3,001E-08	1,000E-07	1,000E-07
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	15700,00	6000,00	10000,00	12000,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	15700,00	6000,00	10000,00	12000,00
power (m)	[-]	0,80	0,80	0,60	0,60
c_{ref}	[kN/m ²]	24,00	1,00	1,00	16,00
ϕ	[°]	19,50	23,00	26,00	26,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	47100,00	18000,00	30000,00	36000,00
$\nu_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	[-]	0,200	0,200	0,200	0,200
p^{ref}	[kN/m ²]	100,00	100,00	100,00	100,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

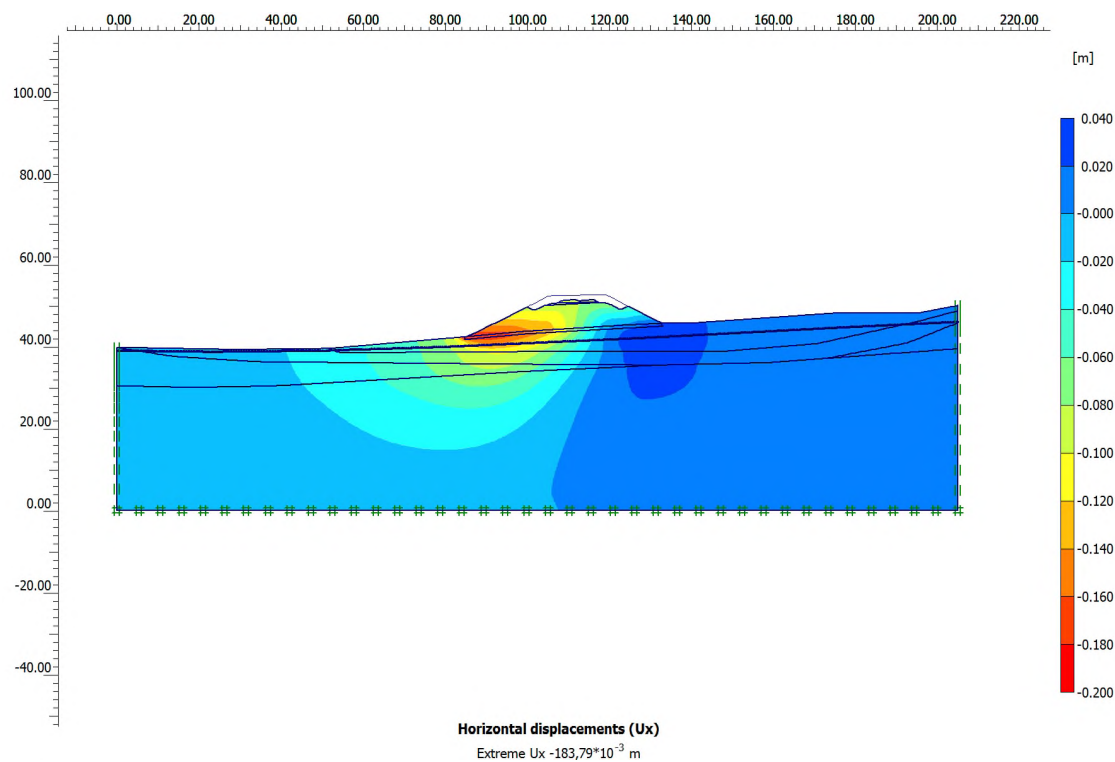


Obrázek 3.3.5-2: Zadaný průběh HPV.

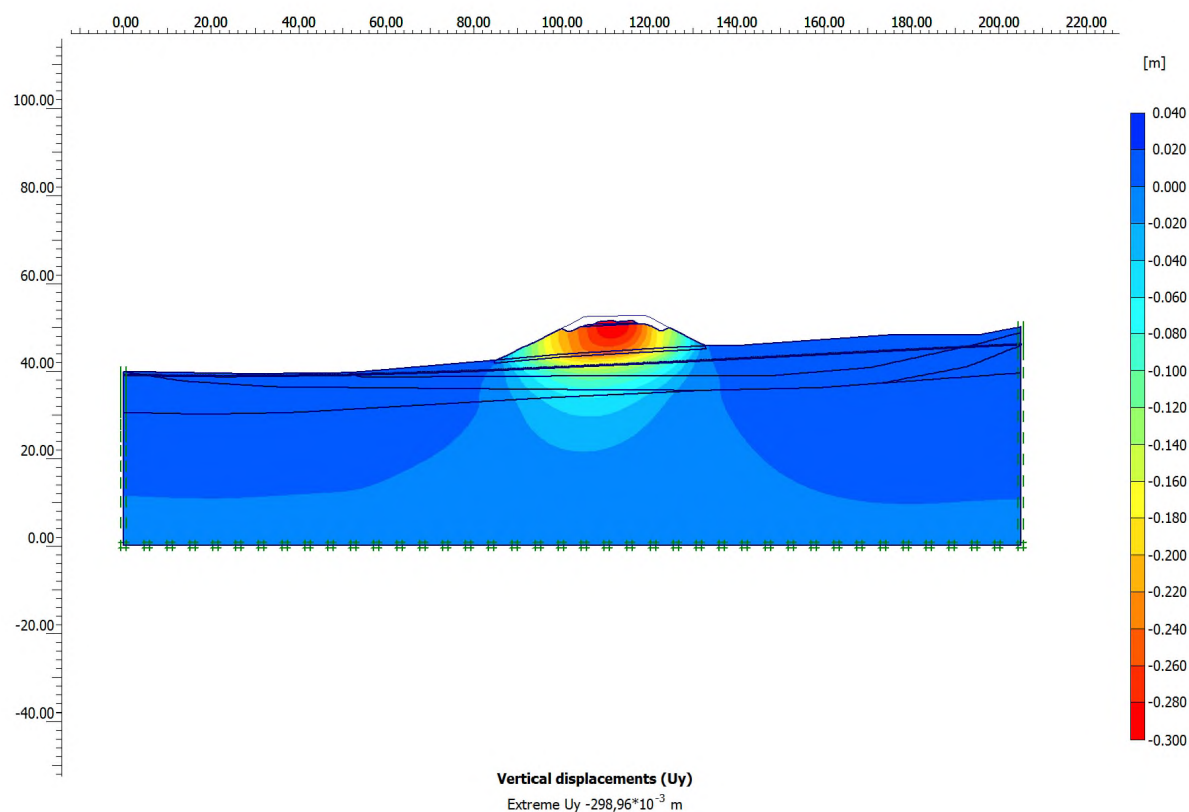
Výsledky analýzy pro fázi ihned po vybudování násypu – předpoklad výstavby 6,4 m vysokého násypu za 60 dní



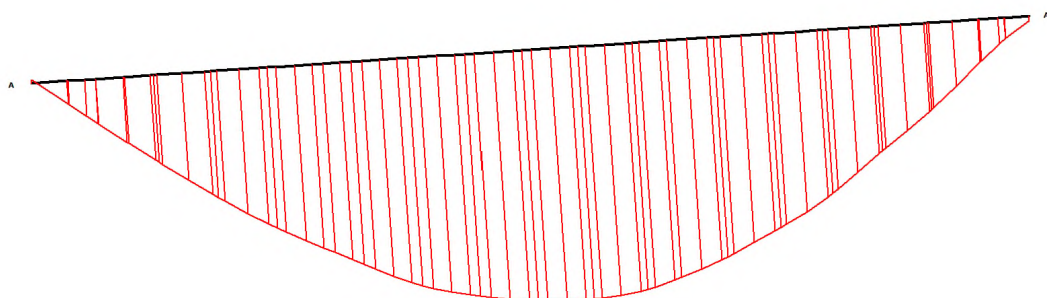
Obrázek 3.3.5-3: Celkové deformace pro fázi ihned po výstavbě násypu za 60 dní. Maximální hodnota deformace je cca 310 mm.



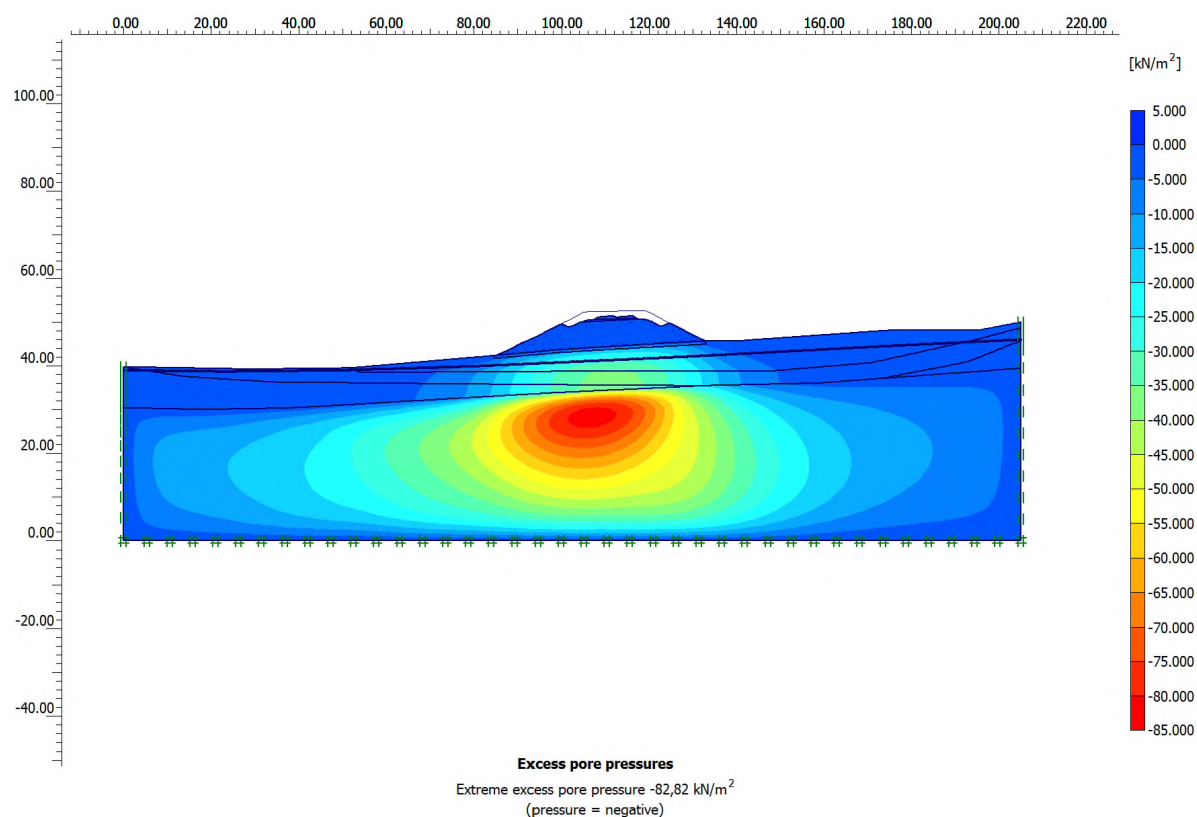
Obrázek 3.3.5-4: Horizontální deformace pro fázi ihned po výstavbě násypu za 60 dní. Maximální hodnota deformace je cca 184 mm.



Obrázek 3.3.5-5: Svislé deformace pro fázi ihned po výstavbě násypu za 60 dní. Maximální hodnota deformace je cca 300 mm.



Obrázek 3.3.5-6: Sedání násypu (svislé deformace terénu pod násypem) deformace pro fázi ihned po výstavbě násypu za 60 dní. Maximální hodnota deformace je cca 244 mm.



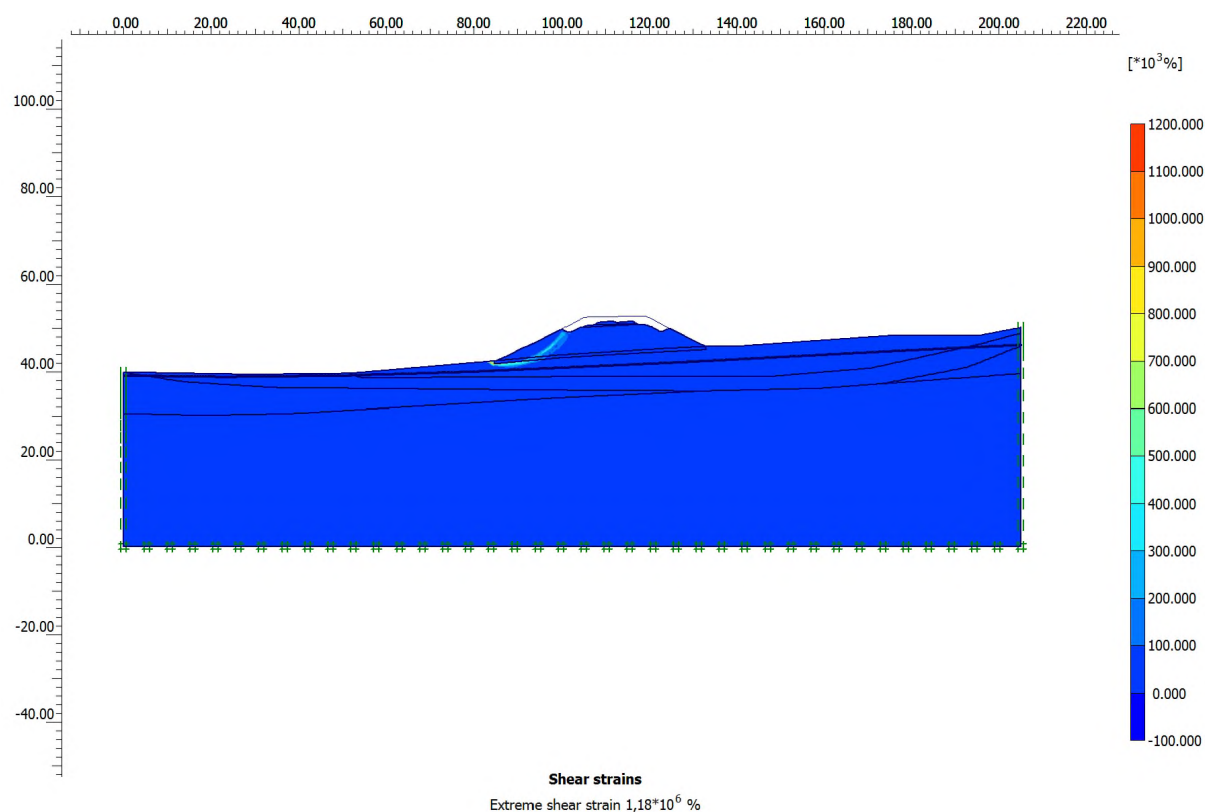
Obrázek 3.3.5-7: Nárůst pórových tlaků v podloží násypu během výstavby za 60 dní. Maximální hodnota zvýšených pórových tlaků je - 83 kPa.

Posouzení stability násypu při zvýšení pórových tlaků v podloží násypu – ve fázi ihned po dokončení výstavby násypu:

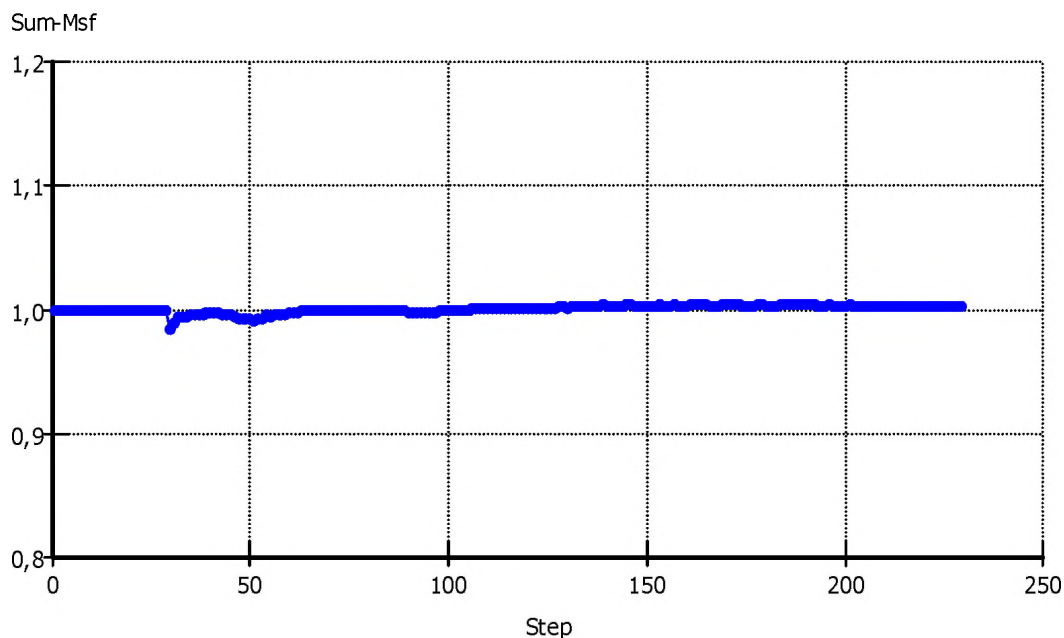
Pro posouzení stability násypu dle EC7 byly smykové parametry zeminy sníženy koeficientem 1,25. Výsledné parametry použitých materiálových modelů jsou v následující tabulce: (tabulky jsou zjednodušené – kompletní parametry modelů jsou uvedeny výše).

<i>Mohr-Coulomb</i>		násyp návrhová pevnost
c_{ref}	[kN/m ²]	3,00
φ	[°]	27,20

<i>Hardening Soil</i>		GT2 pevné kritické	GT10 písek prachov. kritické	GT10 pevné konz.
c_{ref}	[kN/m ²]	1,00	1,00	12,80
φ	[°]	18,40	20,80	20,80

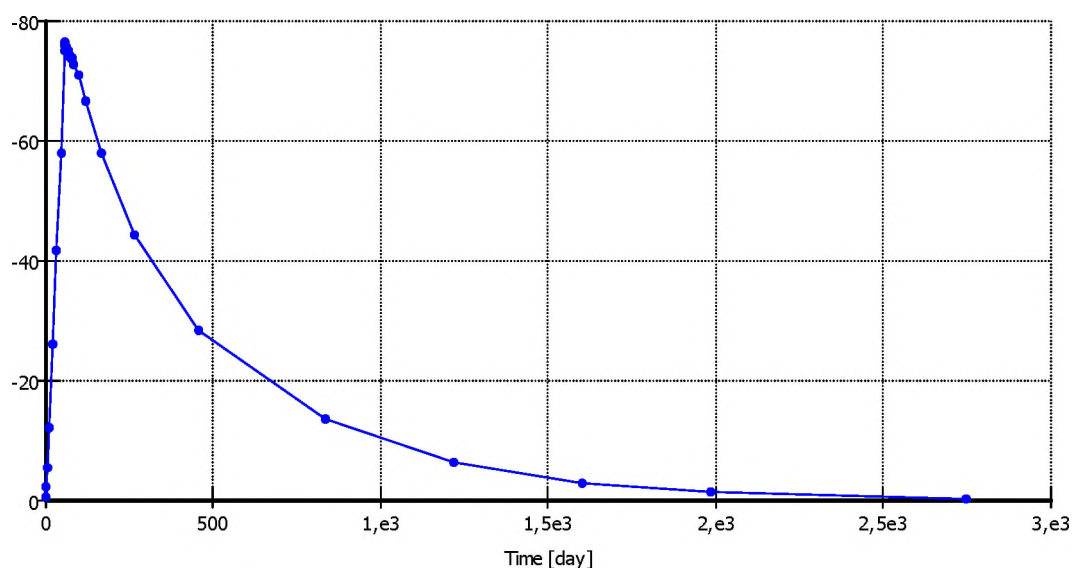


Obrázek 3.3.5-8: Kritické smykové plochy, kde je největší pravděpodobnost ztráty stability násypu vypočítané pomocí „phi/c reduction“ metody. Vypočítaný stupeň stability $FS = 1,002 >$ stupeň stability požadovaný $FS_{min} = 1,0$. Ve smyslu EC je využití konstrukce 100 %. Násyp proto velmi těsně vyhovuje ve fázi ihned po výstavbě při zvýšení pórových tlaků v podloží.

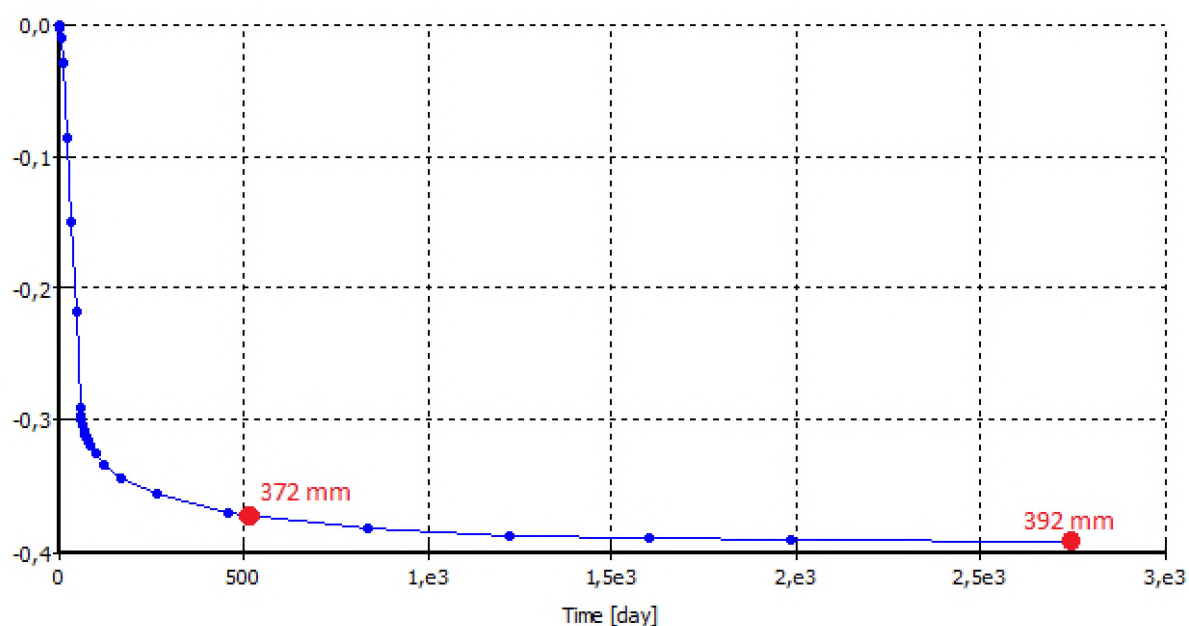


Obrázek 3.3.5-9: Graf zobrazující průběh iteračního výpočtu stupně stability metodou „phi/c reduction“. Vypočítaná hodnota stupně stability po 200 iteraci je $FS = 1,002$.

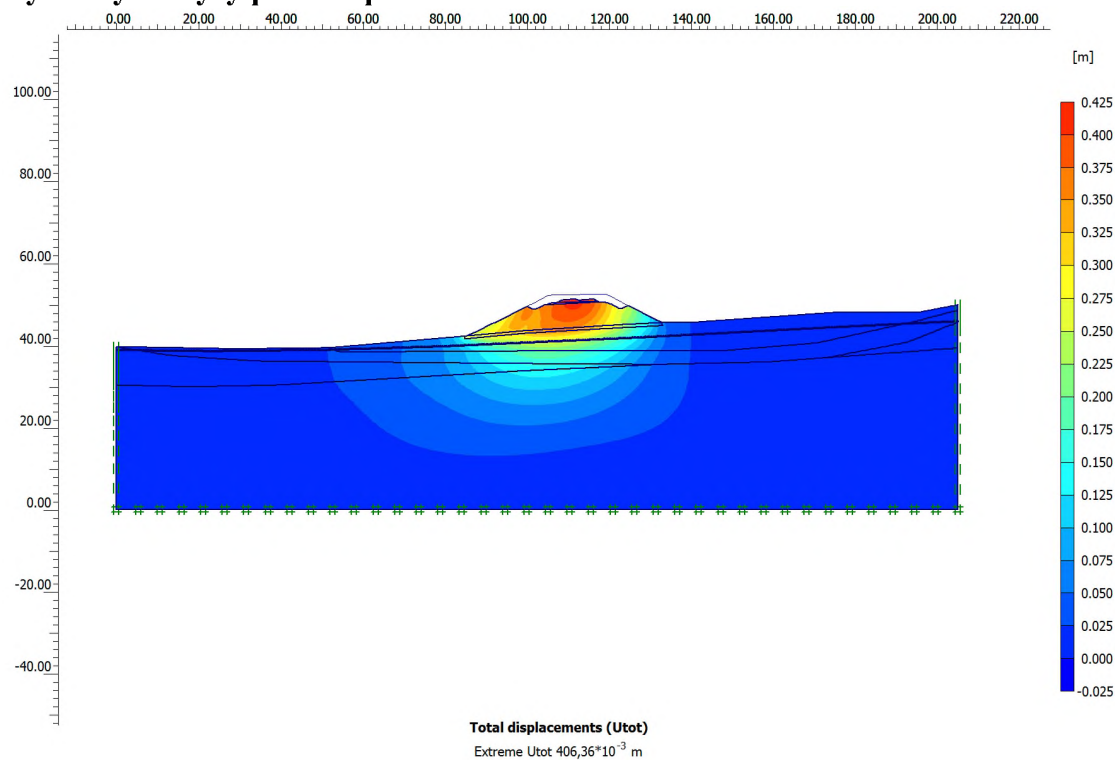
Průběh konsolidace

Excess PP [kN/m²]

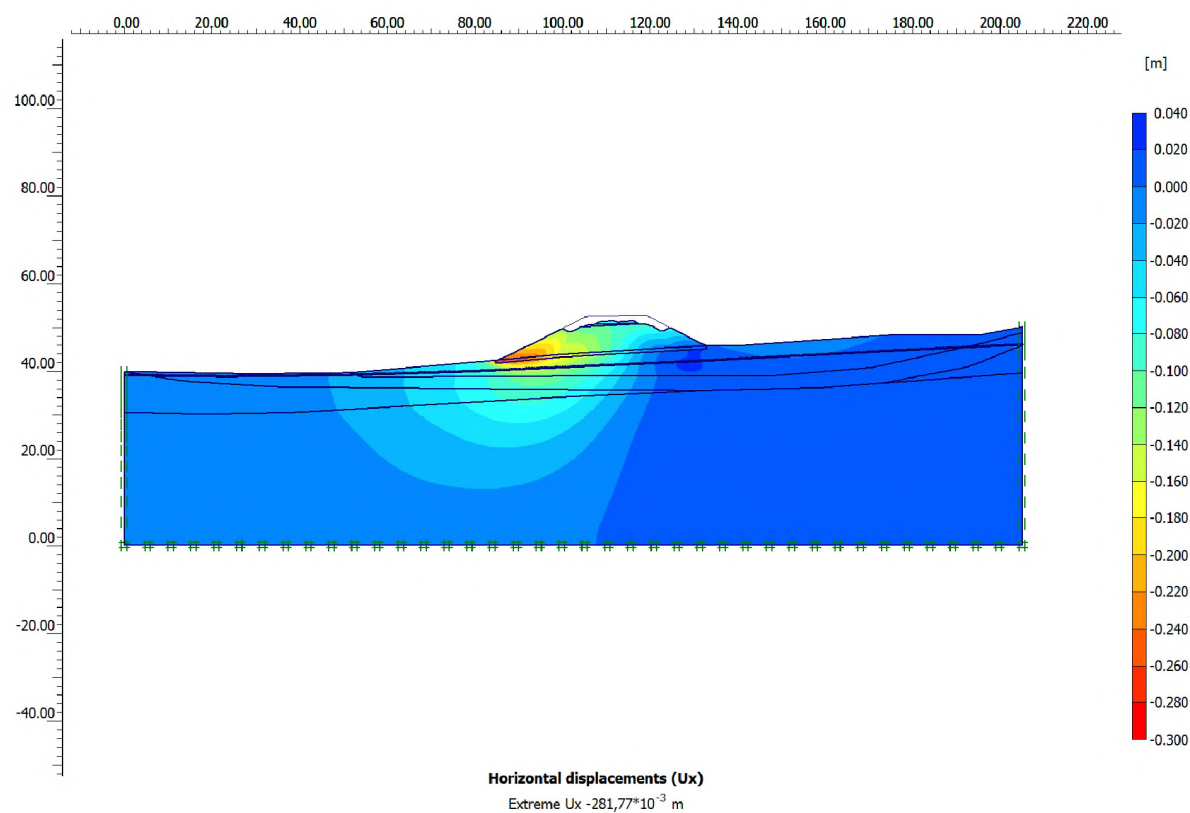
Obrázek 3.3.5-10: Graf zobrazující nárůst pórových tlaků v jílových vrstvách v podloží násypu a jejich rozptýlení v čase. Během výstavby násypu za 60 dní dojde k nárůstu zvýšených pórových tlaků na maximální hodnotu - 83 kPa (sledovaný bod sítě nebyl ideálně umístěn). K úplnému rozptýlení zv. pórových tlaků dojde přibližně za cca 7 let od výstavby násypu.

U_y [m]

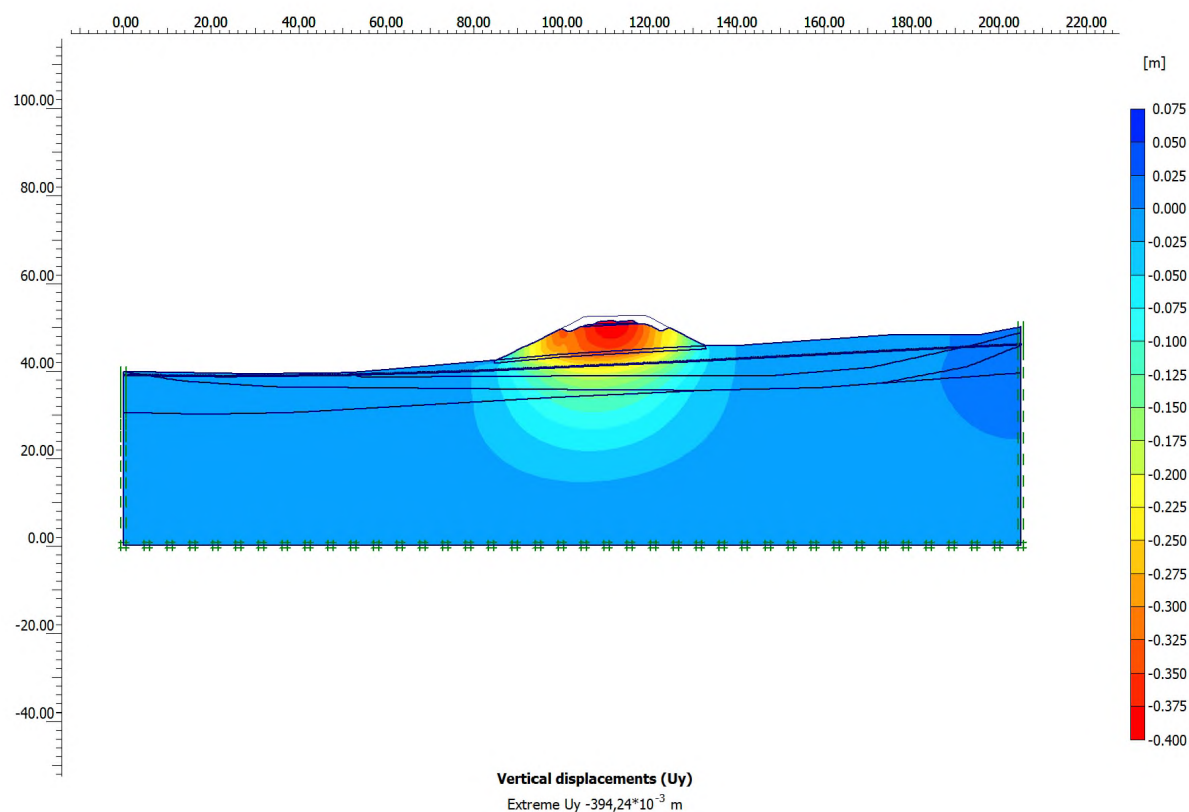
Obrázek 3.3.5-11: Graf zobrazující nárůst svislých deformací horní části násypu. Celkové deformace po 7,5 letech od zahájení výstavby násypu dosahují hodnoty 392 mm. Sednutí 372 mm proběhne během prvního 1,5 roku od zahájení výstavby – ve zbývajícím čase (cca 5 let) dojde k dosednutí o zbývajících 20 mm.

Výsledky analýzy pro fázi po ukončení konsolidace:

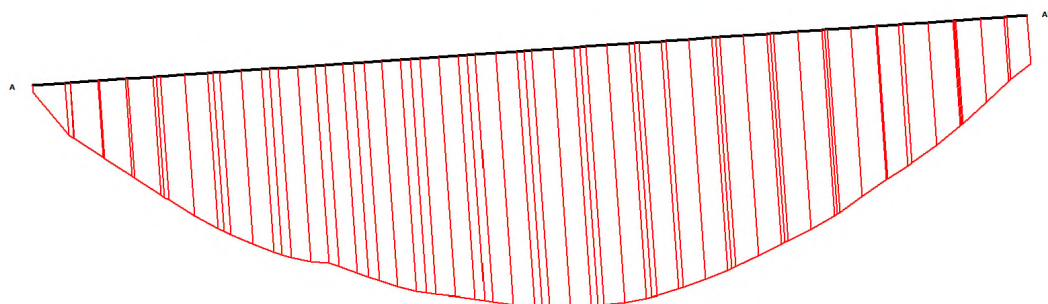
Obrázek 3.3.5-12: Celkové deformace pro fázi po ukončení konsolidace. Maximální hodnota deformace je cca 406 mm.



Obrázek 3.3.5-13: Horizontální deformace pro fázi po ukončení konsolidace. Maximální hodnota deformace je 281 mm.



Obrázek 3.3.5-14: Svislé deformace pro fázi po ukončení konsolidace. Maximální hodnota deformace je cc 395 mm.



Obrázek 3.3.5-15: Sedání násypu (svislé deformace terénu pod násypem) pro fázi po ukončení konsolidace. Maximální hodnota deformace je 340 mm.

Závěry a doporučení vyplývající z analýzy násypu výšky 6,4 m ve staničení km 110,565 bez sanačních opatření:

Orientační výpočet násypu byl proveden v rámci předběžného průzkumu pro posouzení zejména deformačního chování násypu – sedání násypu a průběhu konsolidace.

Přímé podloží násypu budou tvořit jílovito-písčité zeminy postižené svahovými pohyby. Od hloubky cca 10 m pod terénem tvoří podloží neogenní jíly velmi pevné konzistence. Ustálená úroveň HPV byla vrtným průzkumem zjištěna v hloubce cca 2,0 m pod terénem.

V provedeném výpočtu nebyla uvažována žádná sanační opatření.

V rámci výpočtu byla v kritické fázi ihned po dokončení násypu posouzena jeho stabilita. Při uvažovaných parametrech zemin je vypočítaný stupeň stability $FS = 1,002$. Je tedy větší než stupeň stability požadovaný $FS_{min} = 1,0$. Ve smyslu EC je využití konstrukce 100 %.
Násyp proto velmi těsně vyhovuje ve fázi ihned po výstavbě při zvýšení pórových tlaků v podloží.

Dle výsledků výpočtu bude během výstavby běžnou rychlostí docházet k poměrně výraznému nárůstu pórových tlaků v jílových vrstvách v podloží násypu. Vzhledem k velmi nízké propustnosti těchto zemin bude rozptýlení těchto PT probíhat velmi pomalu – v řádu několika let.

Během výstavby za 60 dní bylo vypočítáno sednutí terénu pod středem násypu 244 mm. V průběhu konsolidace, která bude probíhat cca 7 let, dojde k dalšímu nárůstu tohoto sednutí cca o 100 mm na konečnou hodnotu 345 mm. V horní části násypu – v úrovni kolejového lože - dosahují celkové deformace po 7,5 letech od zahájení výstavby hodnoty 392 mm. Sednutí 372 mm proběhne během prvního 1,5 roku od zahájení výstavby – ve zbývajícím čase (cca 5 let) dojde k dosednutí o zbývajících 20 mm.

V bázi násypu – u jeho levého okraje - byly vypočítány vysoké hodnoty vodorovných posunů – až 281 mm. Při realizaci násypu proto bude docházet k vytlačení málo únosných zemin z podloží násypu, což může vést k poškození svahů násypu až ke ztrátě stability násypu. Pro omezení vodorovných deformací proto bude nutné na upraveném terénu pod násypem realizovat šterkový polštář vyztužený geosyntetiky a pravděpodobně také vyztužení několika spodních vrstev násypu – zejména jeho levé poloviny.

Vhodným opatřením pro urychlení konsolidace může být realizace PVD drénů v kombinaci s drenážním šterkovým polštářem v bázi násypu. Případně je možné omezit deformace a urychlit konsolidaci také hloubkovým zlepšením zemin, realizací vylehčeného násypu nebo dalšími postupy.

Vzhledem k zastižené vysoké úrovni HPV není v tomto případě vhodné použití šterkových pilířů, protože může docházet k prosakování povrchové vody přes tyto prvky do podloží násypu a tím ke snížení konzistence jílovitých zemin a zhoršení GT poměrů.

Vzhledem k nízké smykové pevnosti zemin postižených svahovými pohyby, které tvoří přímé podloží násypu, je nutné postupovat velmi obezřetně při návrhu případného konsolidačního násypu. Při aplikaci tohoto významného přetížení dojde k významnému poklesu stupně stability násypu!

Pro volbu vhodných opatření k omezení deformací násypu a urychlení konsolidace v další fázi zpracování PD je nutné doplnit podrobnější informace o GT poměrech. Ty může poskytnout pouze realizace podrobného IG průzkumu zaměřeného na tento účel.

4. Závěrečné shrnutí

V rámci předběžného geotechnického průzkumu pro stavbu „RS 1 VRT Prosenice – Ostrava-Svinov, I. část, Prosenice – Hranice na Moravě“ bylo cílem geotechnických výpočtů ověření realizovatelnosti navrženého stavebního řešení. Výpočtové profily byly umístěny v místě hlubokého zářezu ve staničení km 105,000, v místě stavební jámy hloubeného tunelu ve staničení km 106,200 a v přechodových oblastech mostů ve staničení km 107,445 a km 110,565.

Hlavní důraz při zpracování analýz byl kladen na dosažené stupně stability svahů zářezů a násypů a charakter deformace podloží násypů včetně konsolidace – časového průběhu sedání. Svahy byly posouzeny z hlediska dlouhodobé stability (drénovaný stav, efektivní parametry) a v případě násypů i krátkodobé stability (neodvodněný stav = zvýšené pórové tlaky, totální parametry). Výpočty se řídily předpisem Eurokód 7, návrhovým přístupem 3.

4.1 Analýza zářezu ve staničení km 105,000:

Vypočítaný stupeň stability zářezu $FS = 1,22$ je větší než požadovaný $FS_{min} = \gamma_R = 1,0$, který pro svahy a celkovou stabilitu požaduje Eurokód 7. **Svah proto vyhovuje.**

Podrobné zhodnocení výsledků analýzy a další doporučení jsou uvedena na konci kapitoly 3.3.1.

4.2 Analýza stavební jámy tunelu ve staničení km 106,200:

Stupeň stability $FS = 1,20$ vypočítaný pro úvodní stavební výkop je větší než požadovaný $FS_{min} = \gamma_R = 1,0$, který pro svahy a celkovou stabilitu požaduje Eurokód 7. **Svah proto vyhovuje.**

Samotná stavební jáma byla posouzena ve fázi odtěžení cca 2/3 celkové hloubky výkopu, kdy není realizována spodní rozpěra. Pro tuto fázi byl vypočítán stupeň stability $FS = 1,06$, který je velmi těsně větší než požadovaný $FS_{min} = \gamma_R = 1,0$, který pro svahy a celkovou stabilitu požaduje Eurokód 7. **Postup výstavby stavební jámy uvažovaný ve výpočtu proto z hlediska stability těsně vyhovuje!** S ohledem na vypočítané nadměrné deformace konstrukce ovšem doporučujeme tento postup dále optimalizovat.

Podrobné zhodnocení výsledků analýzy a další doporučení jsou uvedena na konci kapitoly 3.3.2.

4.3 Přechodová oblast mostu ve staničení km 107,445:

V rámci výpočtu byla v kritické fázi ihned po dokončení násypu posouzena jeho stabilita. Při uvažovaných parametrech zemin je vypočítaný stupeň stability $FS = 1,15$. Je tedy větší než stupeň stability požadovaný $FS_{min} = \gamma_R = 1,0$. Ve smyslu EC je využití konstrukce 87 %. **Násyp proto vyhovuje ve fázi ihned po výstavbě při zvýšení pórových tlaků v podloží.**

Pro násyp byly ovšem vypočítány nepříznivé deformace podloží (výrazné vodorovné posuny, tj. vytlačení zemin z podloží násypu) a také velmi dlouho probíhající konsolidace. S ohledem na tato zjištění byl výpočet doplněn o kapitolu 3.3.4, kde je hodnocen příznivý vliv konsolidačních opatření.

Podrobné zhodnocení výsledků analýzy a další doporučení jsou uvedena na konci kapitoly 3.3.3 a v kapitole 3.3.4.

4.4 Přejíhová oblast mostu ve staničení km 110,565:

V rámci výpočtu byla v kritické fázi ihned po dokončení násypu posouzena jeho stabilita. Při uvažovaných parametrech zemin je vypočítaný stupeň stability $FS = 1,002$. Je tedy větší než stupeň stability požadovaný $FS_{min} = 1,0$. Ve smyslu EC je využití konstrukce 100 %. **Násyp proto velmi těsně vyhovuje ve fázi ihned po výstavbě při zvýšení pórových tlaků v podloží.**

Podrobné zhodnocení výsledků analýzy a další doporučení jsou uvedena na konci kapitoly 3.3.5.

28. 4. 2023 v Brně