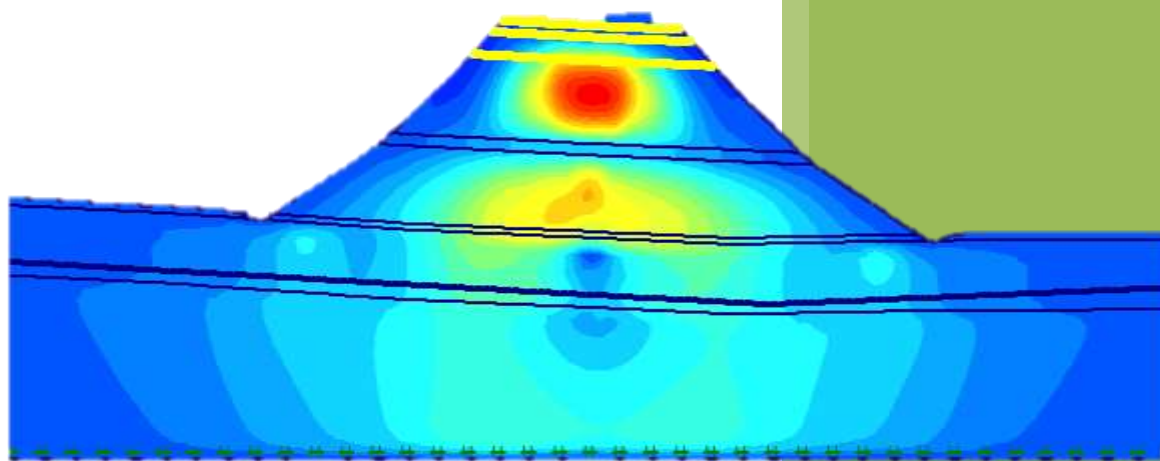


II/405 ZAŠOVICE - OBCHVAT
Geotechnické posouzení
násypového tělesa SO101 v km 1,040 při mostu SO 201



Vypracoval: Ing. Hynek Janků Ph.D.

Květen 2020

Paré č. 5 elektronické

ROZDĚLOVNÍK

Výtisk č. 1-4: HBH projekt, spol. s r.o., Kabátníkova 216/5. 602 00 Brno
5: elektronické

OBSAH

1	CÍL ŘEŠENÍ	1
2	PŘEDANÉ A POUŽITÉ PODKLADY	1
3	ŘEŠENÁ PROBLEMATIKA.....	2
3.1	<i>GEOTECHNICKÉ POMĚRY LOKALITY</i>	<i>2</i>
3.2	<i>GEOTECHNICKÉ MODELÝ.....</i>	<i>2</i>
3.3	<i>POSOUZENÍ ZEMNÍHO TĚLESA</i>	<i>5</i>
3.3.1	<i>POSOUZENÍ NÁSYPU V KM 1,040</i>	<i>6</i>
	<i>VÝSLEDKY ANALÝZY.....</i>	<i>7</i>
4	ZÁVĚREČNÁ SHRUTÍ.....	17

Zpracovatel posudku:

Ing. Hynek Janků, Ph.D.

autorizovaný inženýr pro obor GEOTECHNIKA

Habrovany 326, 683 01 Rousínov

1 CÍL ŘEŠENÍ

V rámci zpracování projektové dokumentace silnice II/405 ZAŠOVICE - OBCHVAT, bylo projektantem výše uvedené komunikace zadáno posouzení násypového tělesa hlavní trasy SO101 v km 1,040 při mostu SO 201.

Hlavní důraz při zpracování posudku byl kladen na dosažené stupně stability svahů, charakter deformace násypu a jeho podloží a časový průběh sedání násypu. V rámci posouzení byla ověřena možnost přepravy soupravy nadrozměrného nákladu ČEZ (zatížení zvláštní soupravou o celkové hmotnosti 45 tun hmotnost tahače o 4 nápravách a hmotnost podvalníku 145 t o 20 nápravách se zatížením 895 tun). Schéma zatížení a jeho parametry byly objednatelem předány elektronicky (PDF).

Svahy byly posouzeny z hlediska dlouhodobé stability (drénovaný stav – efektivní parametry). Výpočty stability se řídily předpisem ČSN 73 6133. Uvedená norma předepisuje posuzovat stabilitu podle stupně bezpečnosti za užití charakteristických parametrů horninového prostředí.

2 PŘEDANÉ A POUŽITÉ PODKLADY

- [1] II/405 Zašovice - obchvat - předběžný geotechnický průzkum, (GEOMIN s. r. o., 10/2018),
- [2] Charakteristický aktuální příčný řez SO101 bez jakýchkoli geotechnických opatření, (HBH projekt, spol. s r.o., 04/2020),
- [3] ČSN 73 1001/1988: Základová půda pod plošnými základy,
- [4] ČSN 73 6133/2010: Navrhování a provádění zemního tělesa pozemních komunikací,
- [5] TP 94 Zlepšení zemin,
- [6] TP 95 Vrstevnaté násypy pozemních komunikací,
- [7] Eurocode 7. Geotechnický návrh – část 1 - ENV 1997-1.,
- [8] Eurocode 7. Geotechnický návrh – část 2 - ENV 1997-2.,
- [9] Poulos H.G. and Davis E.H. (1974), Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Willey & Sons, Inc., New York, USA,
- [10] Brinkgreve R.B.J and Vermeer (1998), PLAXIS – Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands
- [11] Terzaghi K., Peck R.B. and Mesri G (1996), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willey & Sons, Inc., New York, USA
- [12] Plaxis bp.: Manual.

3 ŘEŠENÁ PROBLEMATIKA

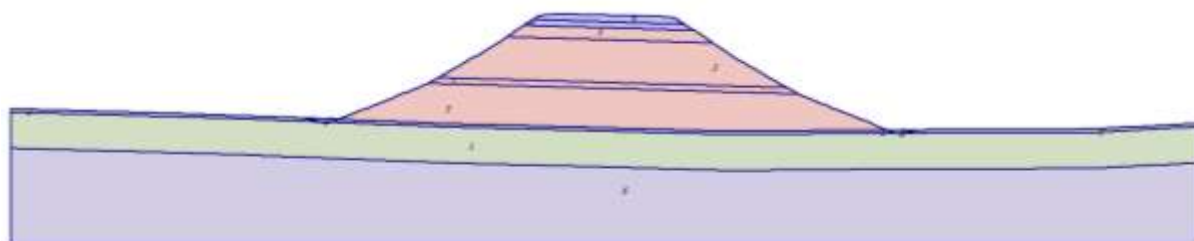
3.1 GEOTECHNICKÉ POMĚRY LOKALITY

Geotechnické poměry použité pro posouzení daného násypového tělesa byly zcela převzaty z podkladů [1], zejména z vrtu Z3 a byly případně upraveny dle zkušeností. Příčný profil byl převzat z aktuálního návrhu projektanta [2].

Informace o hladině podzemní vody byla vyčtena z podkladu [1]. HPV byla uvažována na povrchu zvětralého skalního podloží v hl. cca 3,2 m pod terénem (v sondě Z3 nebyla naražena).

3.2 GEOTECHNICKÉ MODELY

Geometrie v řešeném profilu je volena podle podkladu [1]. Materiálové modely jsou přehledně uvedeny v tab. 1.



Tab. 1 Geotechnické parametry zemin a konstrukcí

Mohr-Coulomb		2 01_ornice	3 00_nasyp sterkovita zem	4 00_cesta	5 00_Dren plosny
Type		UnDrained	UnDrained	UnDrained	UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19.00	19.50	20.00	19.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	19.00	19.50	21.00	19.60
k_x	[m/s]	1.000E-06	5.000E-06	3.500E-03	6.787E-05
k_y	[m/s]	1.000E-06	5.000E-06	3.500E-03	6.787E-05
e_{init}	[-]	1.000	1.000	0.500	1.000
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	4000.000	60000.000	450000.000	20000.000
ν	[-]	0.320	0.280	0.250	0.300
G_{ref}	[kN/m ²]	1515.152	23437.500	180000.000	7692.308
E_{oed}	[kN/m ²]	5723.906	76704.545	540000.000	26923.077
c_{ref}	[kN/m ²]	15.00	4.00	4.00	3.00
ϕ	[°]	15.00	34.00	35.00	31.00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	1.00	1.00	1.00	0.70
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral	Neutral

Tab. 1 Geotechnické parametry zemin a konstrukcí- pokračování

Jointed Rock		1 02_R5/R6 skalni podlozi	6 03_R5 skalni podlozi
Type		UnDrained	UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	22.00	23.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	22.10	23.10
k_x	[m/s]	7.500E-07	7.000E-07
k_y	[m/s]	7.500E-07	7.000E-07
e_{init}	[-]	0.50	0.50
c_k	[-]	1E15	1E15
E_1	[kN/m ²]	25000.00	40000.00
ν_1	[-]	0.280	0.250
E_2	[kN/m ²]	25000.00	40000.00
ν_2	[-]	0.28	0.25
G_2	[kN/m ²]	9765.63	16000.00
Planes	[-]	1	1
c^1	[kN/m ²]	16.00	16.00
ϕ^1	[°]	30.00	35.00
ψ^1	[°]	0.00	0.00
α_1^1	[°]	0.00	0.00
α_2^1	[°]	90.00	90.00
T-Strength ¹	[kN/m ²]	0.00	0.00
R_{inter}	[-]	1.00	1.00
Interface permeability		Neutral	Neutral

no.	Identification	EA [kN/m]	ν [-]
1	Geomříž HDPE min. 32 kN/m	1600.00	0.00

V použitém SW Plaxis je speciální možnost chování materiálu za neodvodněných podmínek (viz řádek 2 tab.1). 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 $K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')}$.

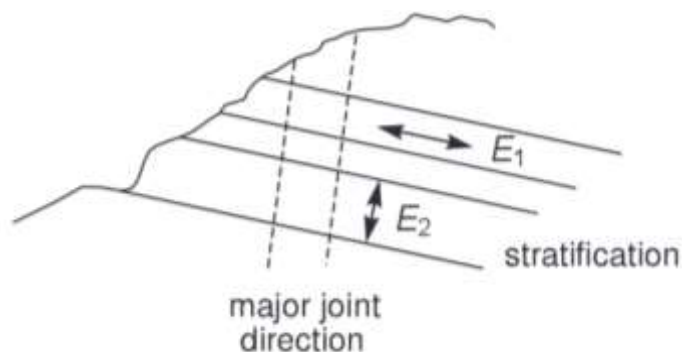
Index u se používá pro označení pomocného parametru pro neodvodněné (totální) parametry zeminy. Nelze zaměňovat E_u a ν_u s E_{ur} a ν_{ur} , které se používají k označení při odtěžování / zatěžování.

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) uvedena hodnota větší.

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

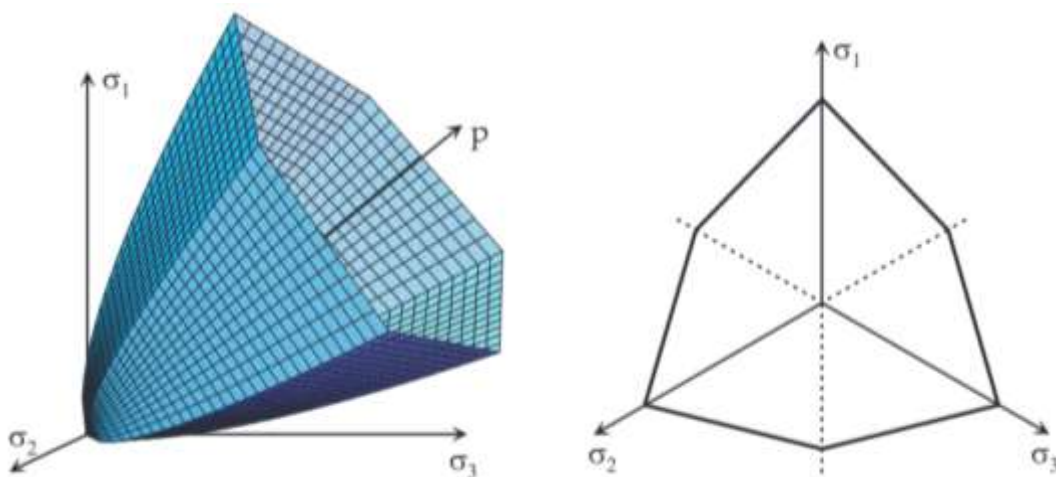
$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(\nu_u - \nu')}{(1 - 2\nu_u)(1 + \nu')} K' = 300 \frac{0,495 - \nu'}{1 + \nu'} K' > 30K', \text{ kde } \nu' \leq 0,35.$$

Pro všechny materiály je v modelech použit základní **Mohr-Coulomb** model viz tab. 1. Skalní podloží (R5/R6 a R5) je v modelu reprezentováno pokročilým **Jointed Rock** materiálovým vztahem. Model Jointed Rock je první anizotropní pružno perfektně-plastický model, který zahrnuje omezený počet vlastností toho, jak se ukazuje chování horniny ve skutečnosti. Plasticita může objevit pouze v maximálně třech smykových směrech (smykových rovinách).



Každá rovina má definované své vlastní pevnostní parametry ϕ_i a c_i a pevnost v tahu τ_i . Z tohoto důvodu je maximální smykové napětí lineárně závislé na normálovém napětí, a nikoli zakřivené jako ve skutečnosti.

Intaktní hornině je umožněno se chovat plně elasticky s konstantní vlastností tuhosti E a ν . Snížené elastické vlastnosti mohou být definovány pro směr stratifikace.



Hoek-Brownova plocha porušení ve směru hlavních napětí v prostoru

Geotechnické modely horninového prostředí 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 ZEMNÍHO TĚLESA

Posouzení chování zemního tělesa SO101 v km 1,550 bylo provedeno v programovém vybavení 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. Hlavním cílem posudku bylo stanovení deformačního chování řešené konstrukce. Deformace byly sledovány i v čase, protože je nutno znát průběh a dobu ukončení konsolidace. Vzhledem k velikosti deformací od ČEZ břemene bylo počítáno dle teorie II řádu – metodou velkých deformací.

Kromě deformace tělesa byla sledována i jeho napjatost, a to především změna hodnoty pórových tlaků v zemním tělese a v jeho podloží a jejich vliv na stabilitu svahů zemního tělesa.

Vlastní výpočet násypového tělesa byl proveden za předpokladu, že doba výstavby násypu bude probíhat rychlostí 0,3 m/1 den. Tato skutečnost se snaží co nejlépe respektovat reálnou dobu výstavby násypů se všemi technologickými přestávkami.

Sled vrstev zemin v jejich podloží byl stanoven podle výsledků sondáže. Potřebné hodnoty geotechnických vlastností byly stanoveny zhodnocením popisu sond, výsledků laboratorních zkoušek zvláštních vzorků z podkladu [1] a dále doplněny podle zkušeností či podle údajů v běžně používané odborné literatuře. Na základě těchto podkladů byly vytvořeny výše uvedené matematické modely. Hlavním účelem výpočtů bylo stabilitní posouzení svahů násypu a zejména časový průběh sedání - konsolidace.

Hlavním cílem posouzení však bylo ověření možnosti přepravy soupravy nadrozměrného nákladu ČEZ (zatížení zvláštní soupravou o celkové hmotnosti 45 tun hmotnost tahače o 4 nápravách a hmotnost podvalníku 145 t o 20 nápravách se zatížením 895 tun).

Jediným zde navrženým sanačním prvkem pod násypem je sanačnedrenážní polštář tl. 0,5 m. Dále navrhuji násyp, pro zvýšení stability, vyztužit 3 vrstvami geomříží na celou šířku násypu: 1. vrstva - pod AZ, 2. vrstva - 0,5m pod AZ, 3. vrstva - 1,5 m pod AZ. Jedná se o **monolitickou HDPE geomříž s vysokým žebrem, Td (dlouhodobá návrhová pevnost) min. 32 kN/m, pevnost při 5% protažení min. 39 kN/m dle EN ISO 10319 (20°C)** např. Tenax Flexa 3. V okolí geomříží je uvažován materiál dle aktuální skladby násypu, nemusí zde být žádná speciální granulometrická úprava.

Úpravy výpočtu za použití ŠP pilířů jako hloubkového zlepšení únosnosti zde nebylo, z důvodu výskytu skalního podloží v podloží násypu, aplikováno.

Výsledky z deformačně-napjatostní analýzy jsou uvedeny pro celý násyp. Nejsou zobrazeny mezilehlé fáze, které zde nemají rozhodující důležitost. Ve výstupech jsou uvedeny celkové, horizontální a svislé deformace, změna pórových tlaků a zóna oslabení získaná pomocí „phi/c reduction“ metody, kde je největší pravděpodobnost vzniku smykové plochy.

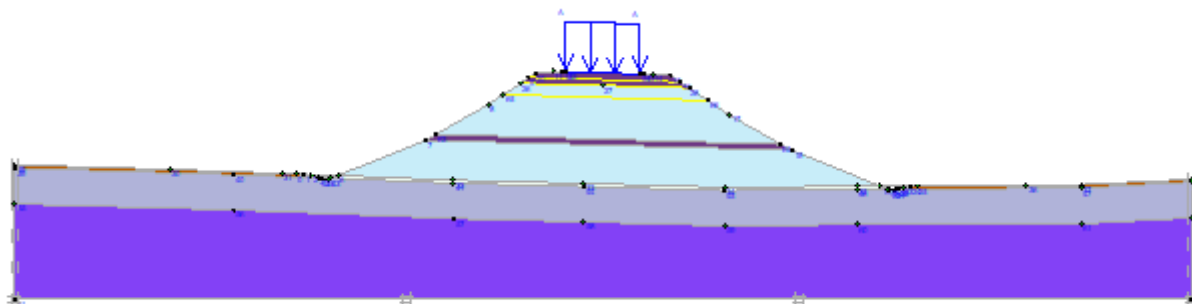
Na koruně násypu bylo modelováno proměnné zatížení od ČEZ břemene, tj. pásové zatížení o hodnotě 82,5 kN/m (šířka 6,3 m).

Materiál násypového tělesa je uvažován jako výzisk ze zářezů charakteru zemin tř. G3 G-F až G4 GM (mix vytěžené zeminy a předrcené horniny z hlubších partií zářezů).

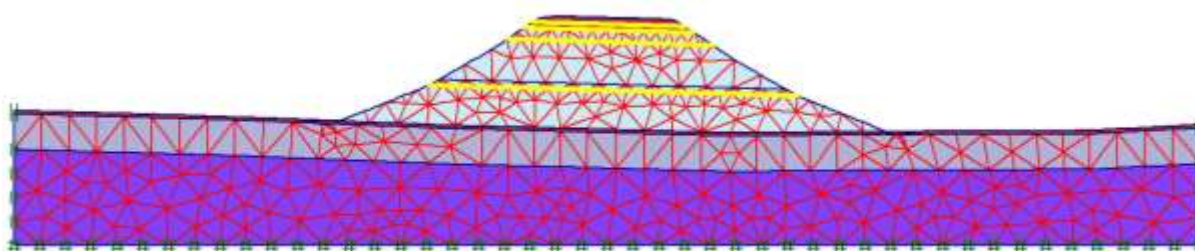
Pokud bude, v rámci kontrolních zkoušek při stavbě, dosaženo alespoň takové smykové pevnosti, která byla uvažována při současné analýze, budou svahy násypů stabilní.

Vzhledem k jemnozrnnému charakteru materiálu násypů byl požadován v souladu s ČSN 73 6133 - příloha B nejnižší přípustný stupeň stability pro násypy $F_s = 1,3$.

3.3.1 POSOUZENÍ NÁSYPU V KM 1,040



Obr. 1 Geometrie modelu násypového tělesa včetně geologických rozhraní. Žluté linie jsou geomříže ve všech polohách, kde byly posouzeny, ne všechny byly v konečném řešení použity.



Obr. 2 Sít' konečných prvků: byl použit 15ti uzlový trojúhelníkový prvek.

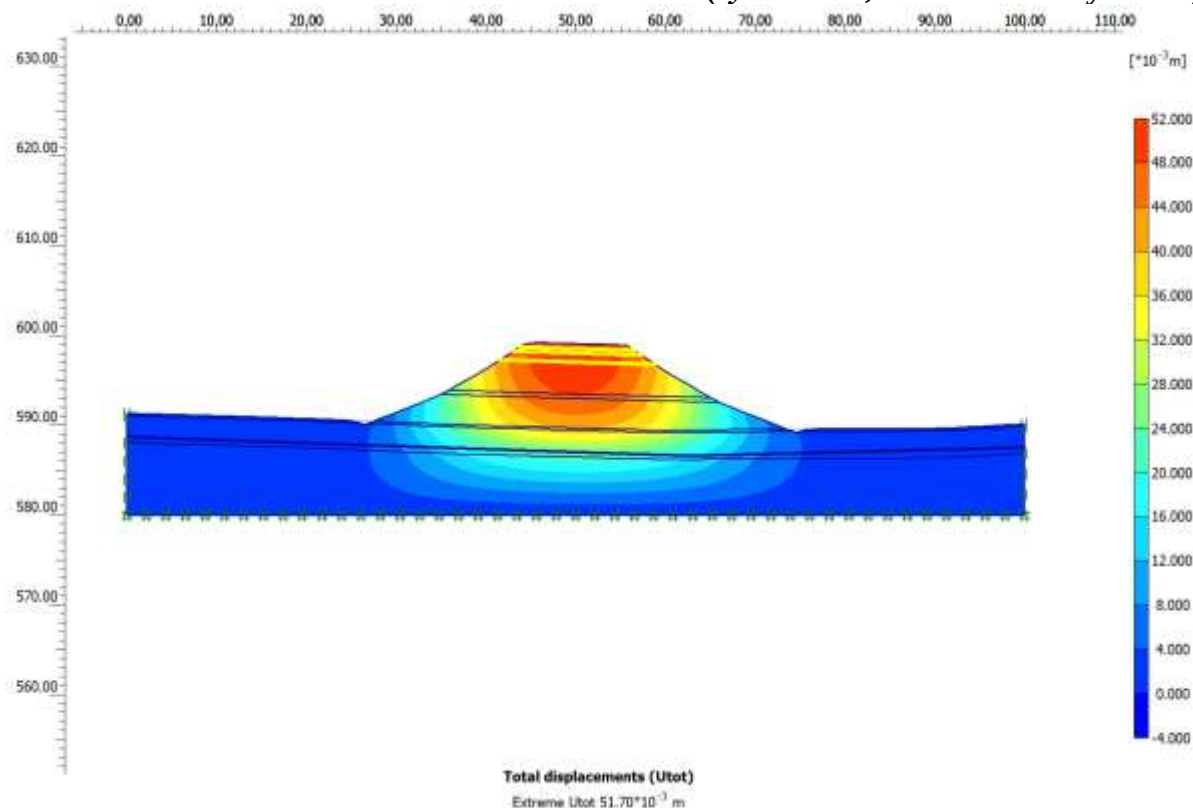
Tabulka 2 Informace o použitých prvcích, jejich počtu a typu integrace

Type	Type of element	Type of integration	Total no.
Soil	15-Noded	12-point Gauss	806
Geogrid	5-node line	4-point Newton-Cotes	69

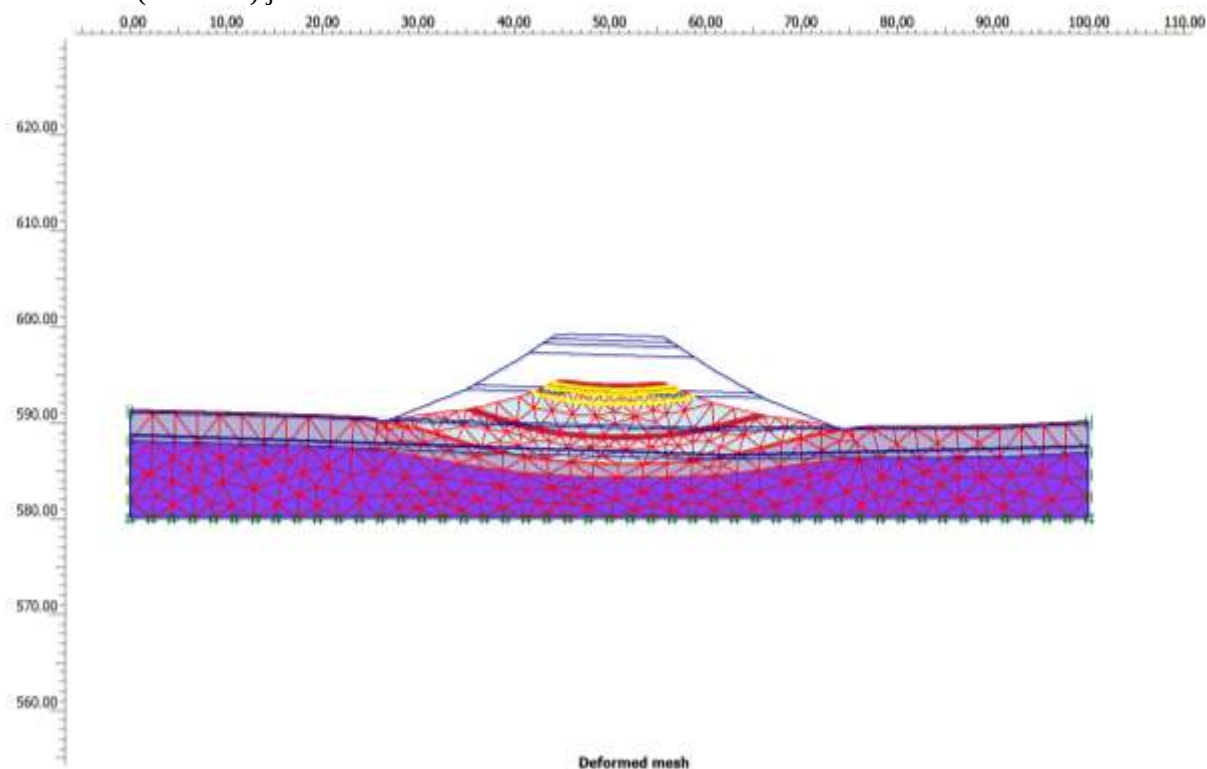
VÝSLEDKY ANALÝZY

Výsledky jsou prezentovány na následujících obrázcích a grafech.

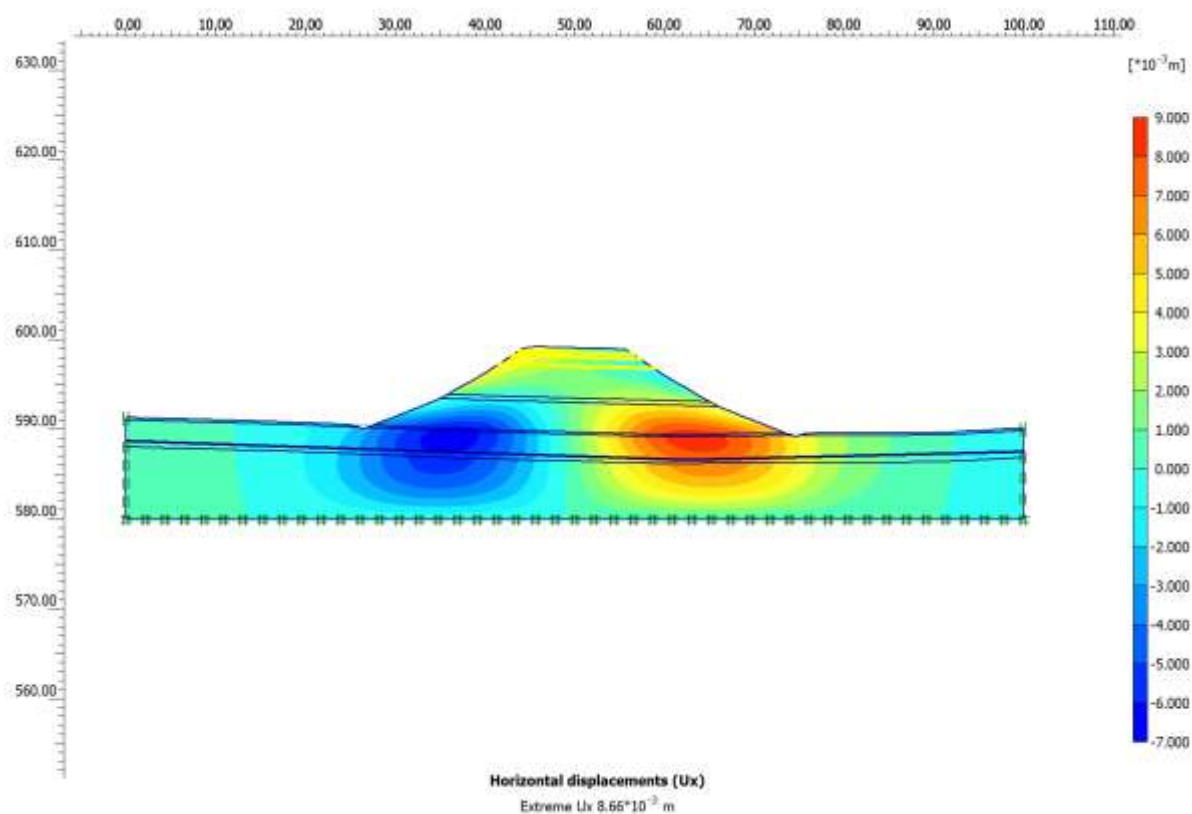
- **FÁZE PO DOKONČENÍ VÝSTAVBY NÁSYPU** (výška cca 9,5 m - doba stavby 32 dní)



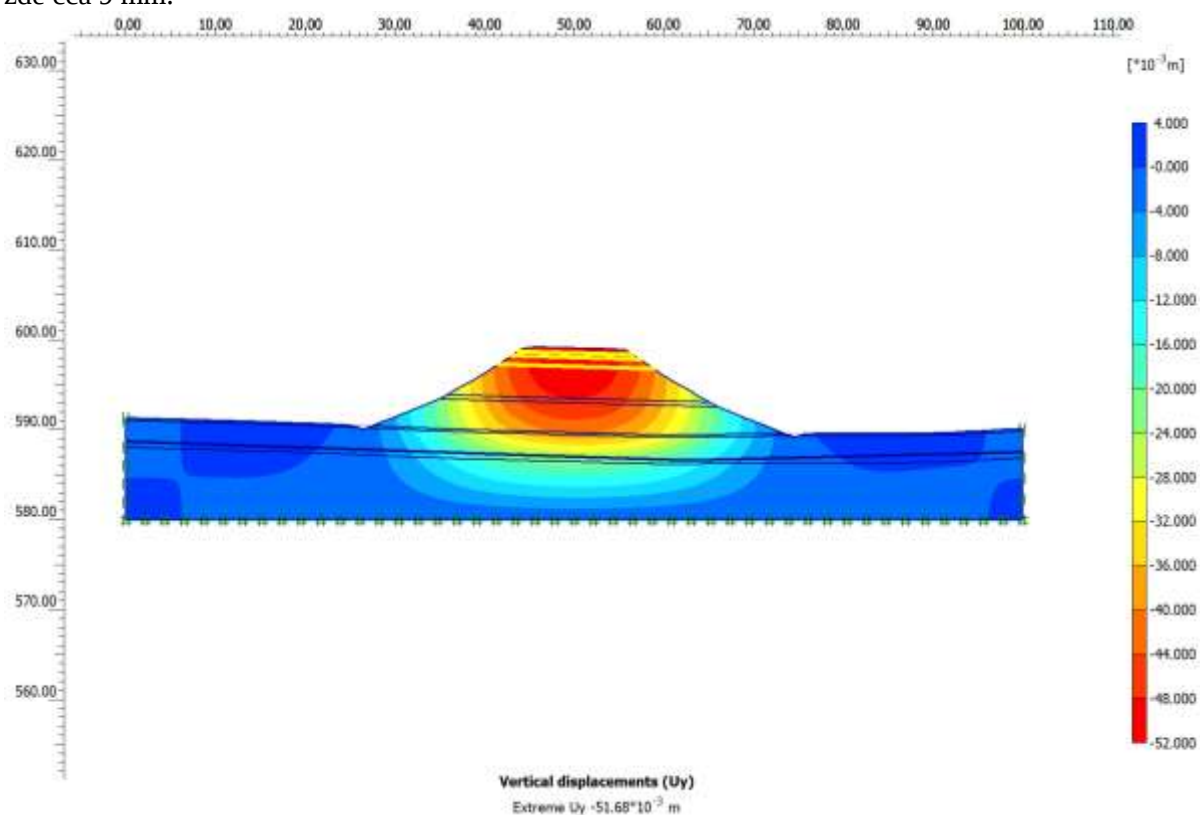
Obr. 3 Celková deformace násypu ve fázi po dokončení výstavby násypu. Maximální hodnota deformace (v koruně) je cca 52 mm.



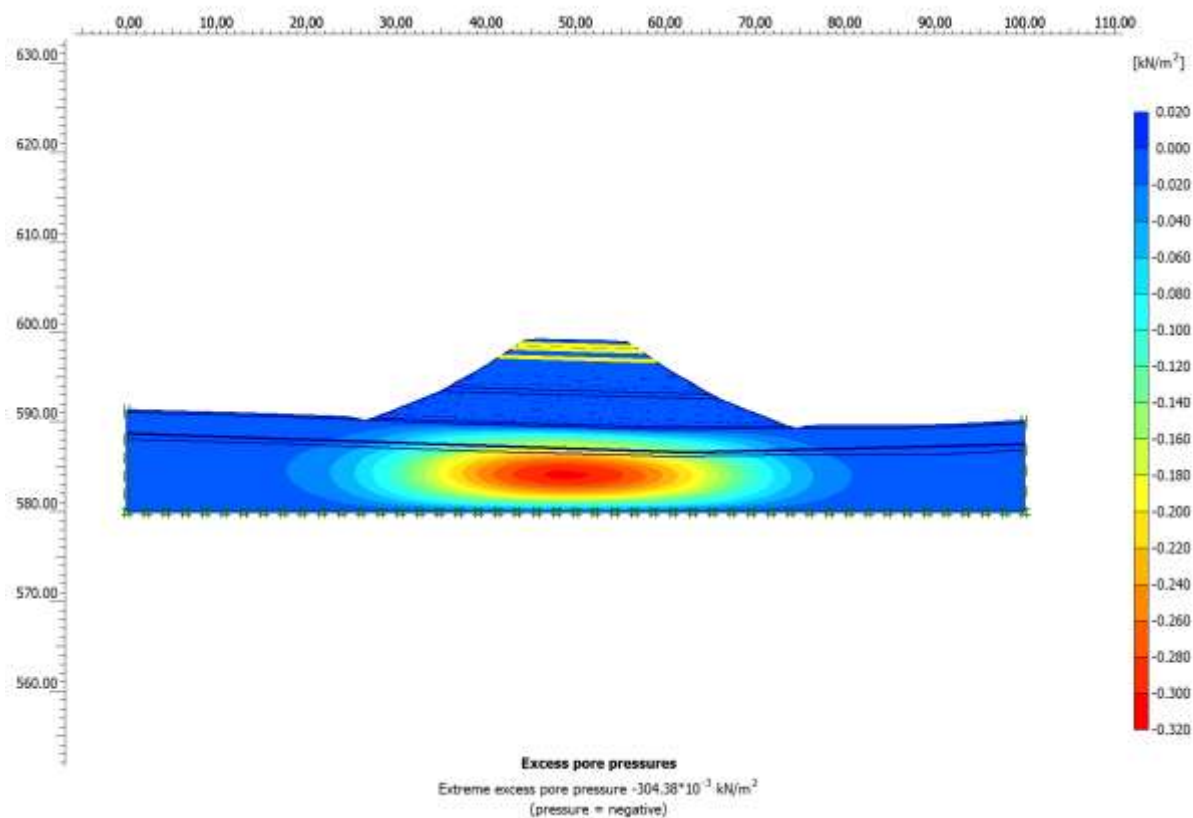
Obr. 4 Celková deformace násypu ve fázi po dokončení výstavby násypu – na deformované konstrukci (100x převýšeno).



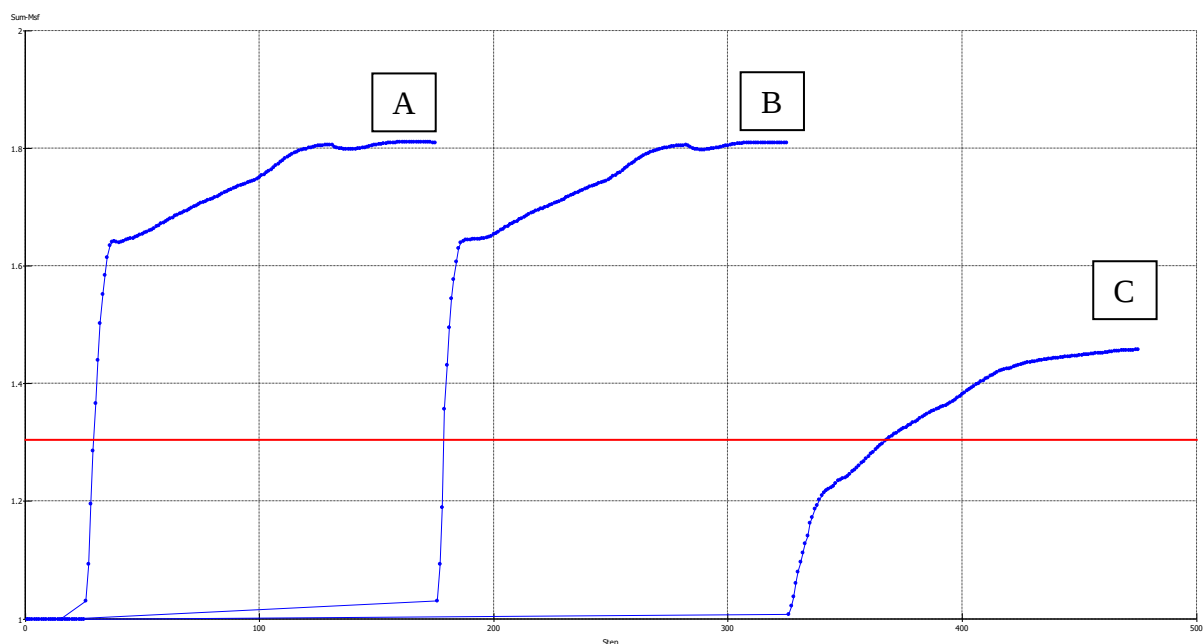
Obr. 5 Vodorovné deformace násypu ve fázi po dokončení výstavby násypu. Maximální hodnota je zde cca 9 mm.



Obr. 6 Svislá deformace násypu ve fázi po dokončení výstavby násypu. Max. hodnota svislé deformace (v koruně) je zde cca 52 mm.



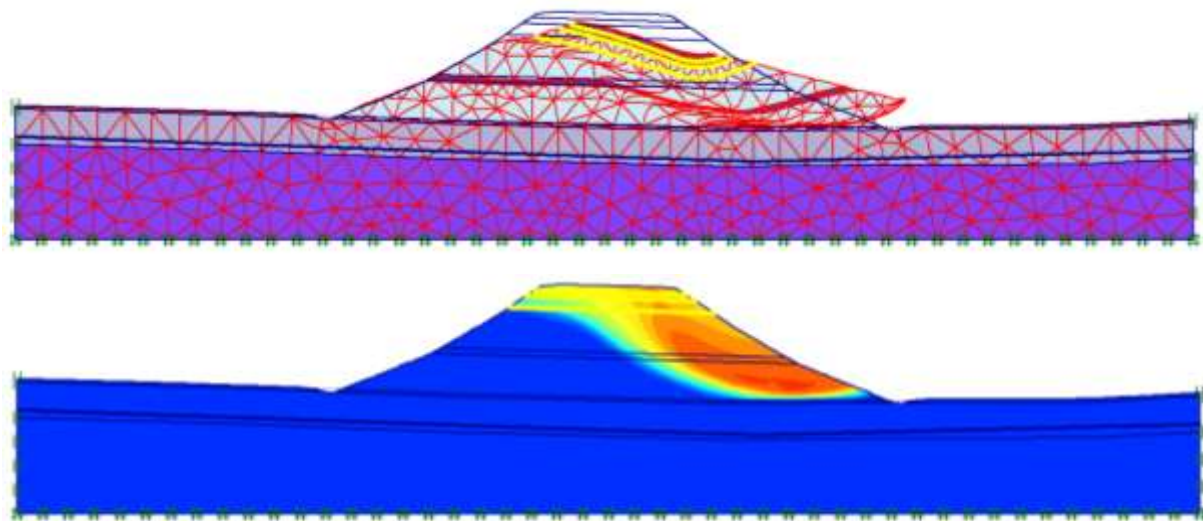
Obr. 7 Znázornění nárůstu pórových tlaků. Maximální hodnota nárůstu pórových tlaků ve fázi ihned po dokončení výstavby násypu je zde nízkých 0,30 kPa (ve skalním masivu).



Obr. 8 Stupeň stability

Levá část grafu [A] ukazuje hodnotu stupně stability ihned po dokončení výstavby násypu. Křivka [B] ukazuje stupeň po ukončení konsolidace tj. po vyrovnání pórových tlaků (ve výpočtu uvažován rozdíl 1 kPa od původní hodnoty) a pravá část grafu [C] znázorňuje následně stupeň stability zemního tělesa po zatížení ČEZ břemenem.

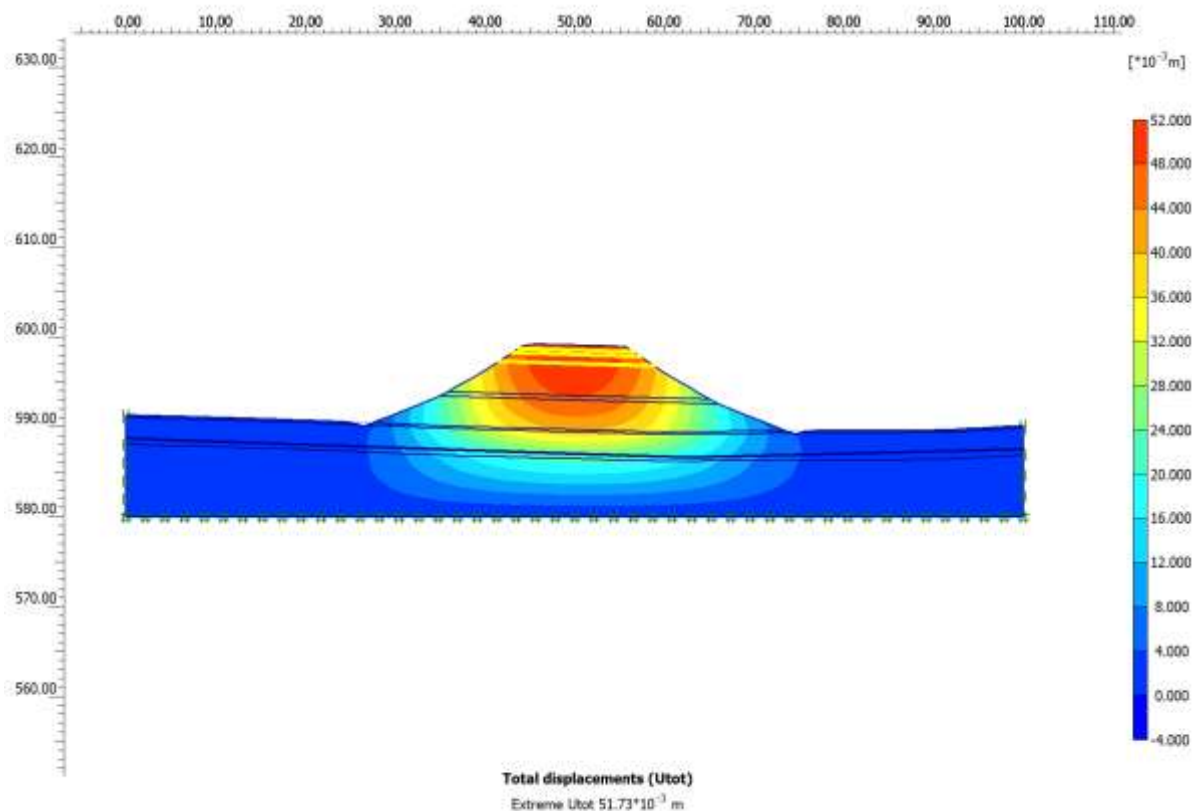
Při dokončení výstavby násypu a nárůstu pórového tlaku o hodnotu 0,30 kPa byl pomocí metody „phi/c reduction“ spočten stupeň stability 1,81, po ukončení konsolidace naroste stupeň stability na hodnotu 1,81. Po zatížení ČEZ břemenem poklesne stupeň stability na minimální hodnotu 1,46.



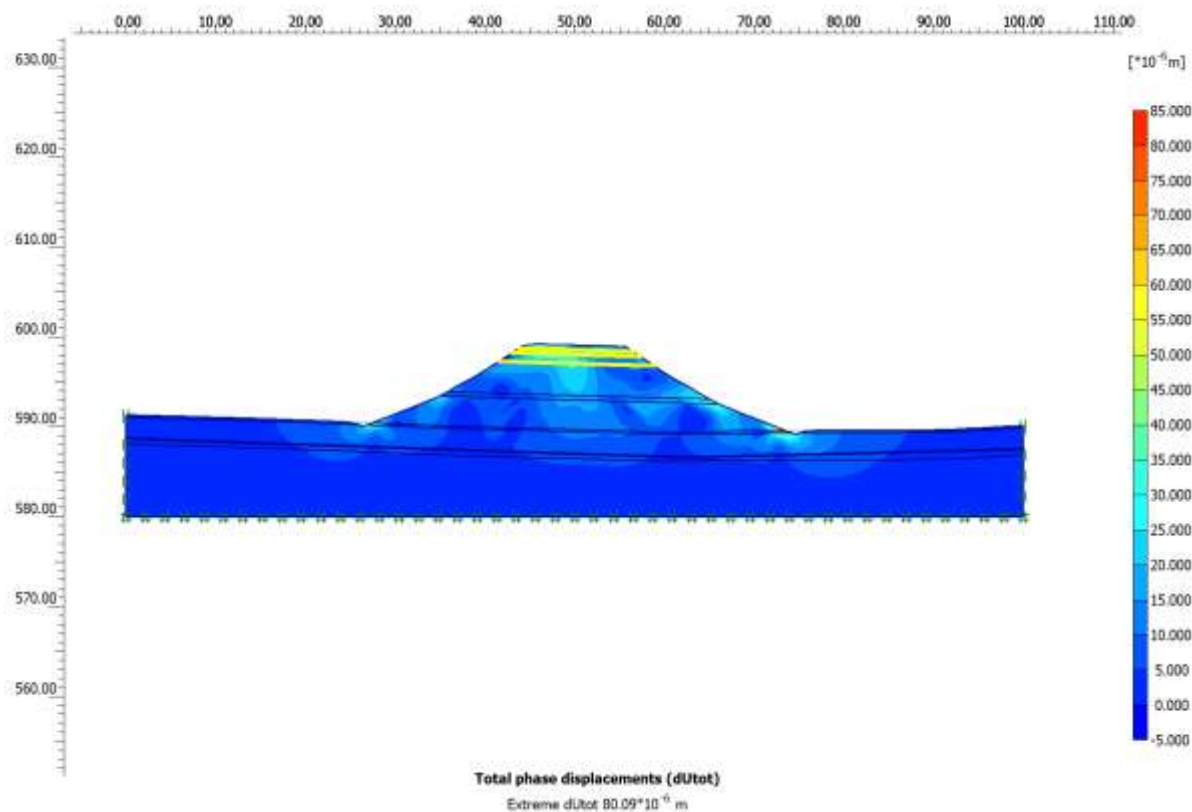
Obr 9 Zobrazení tvaru možné smykové plochy pomocí dvojího zobrazení:
 - nahoře: na deformované konstrukci - dole: pomocí isoploch

FÁZE PO DOKONČENÍ KONSOLIDACE CELÉHO NÁSYPU:

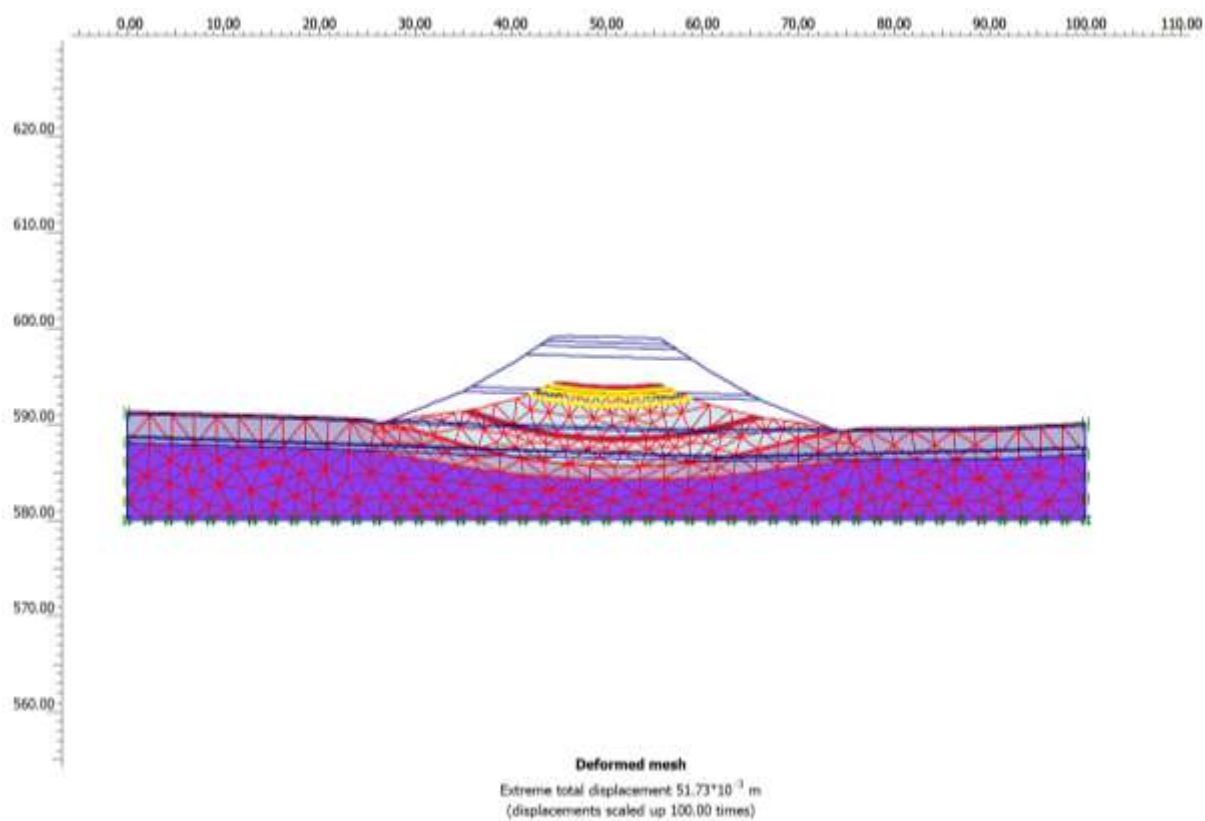
- výpočtem stanovená doba konsolidace je ukončena současně s dokončením násypu.



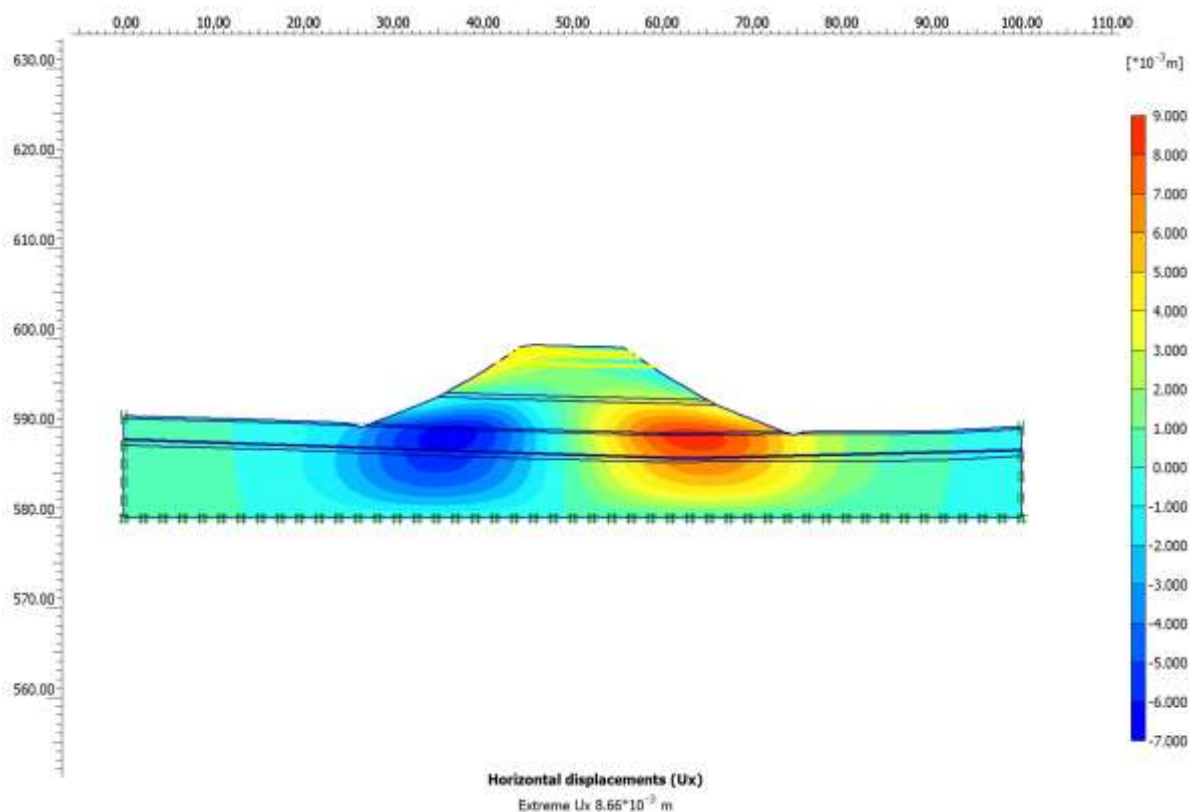
Obr. 10 Celková deformace násypu. Maximální hodnota deformace (v koruně) je cca 52 mm.



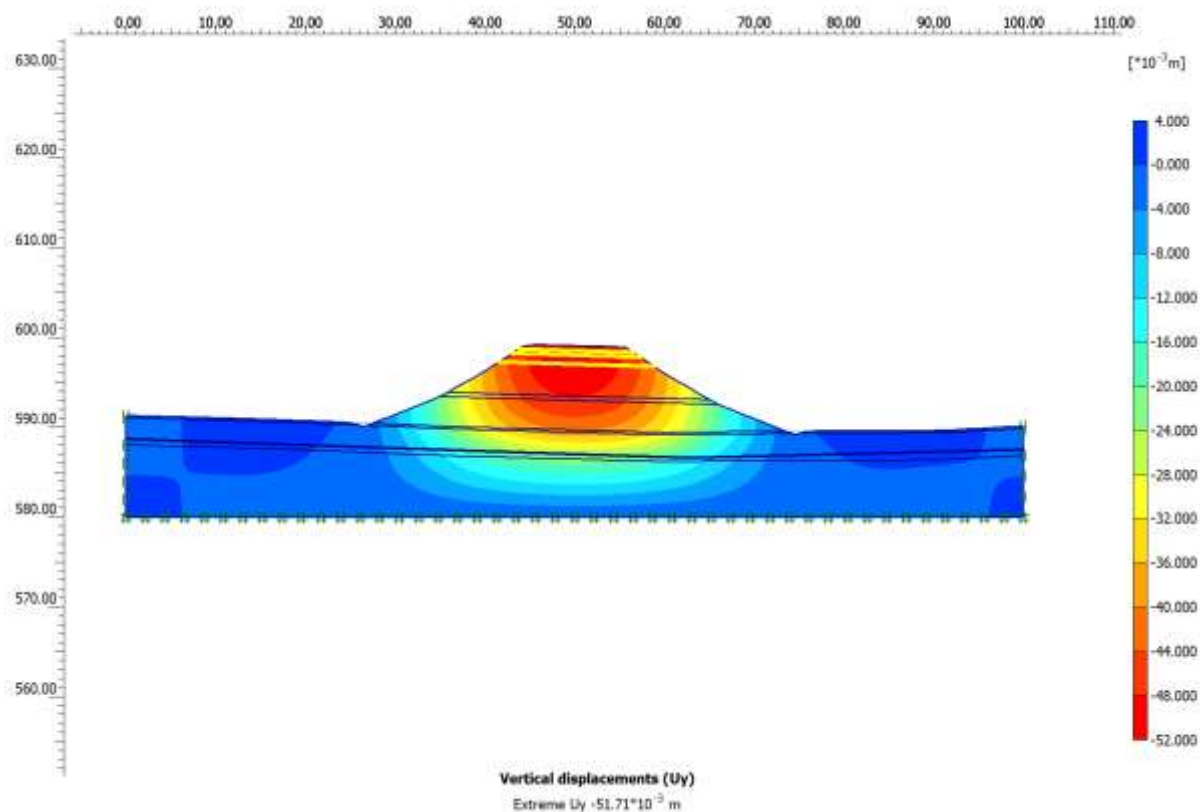
Obr. 11 Celková deformace násypu – přírůstek deformace od ukončení výstavby násypu do ukončení konsolidace. Dosednutí násypu je nízké, do cca 1 mm.



Obr. 12 Celková deformace násypu – na deformované konstrukci (100x převýšeno).

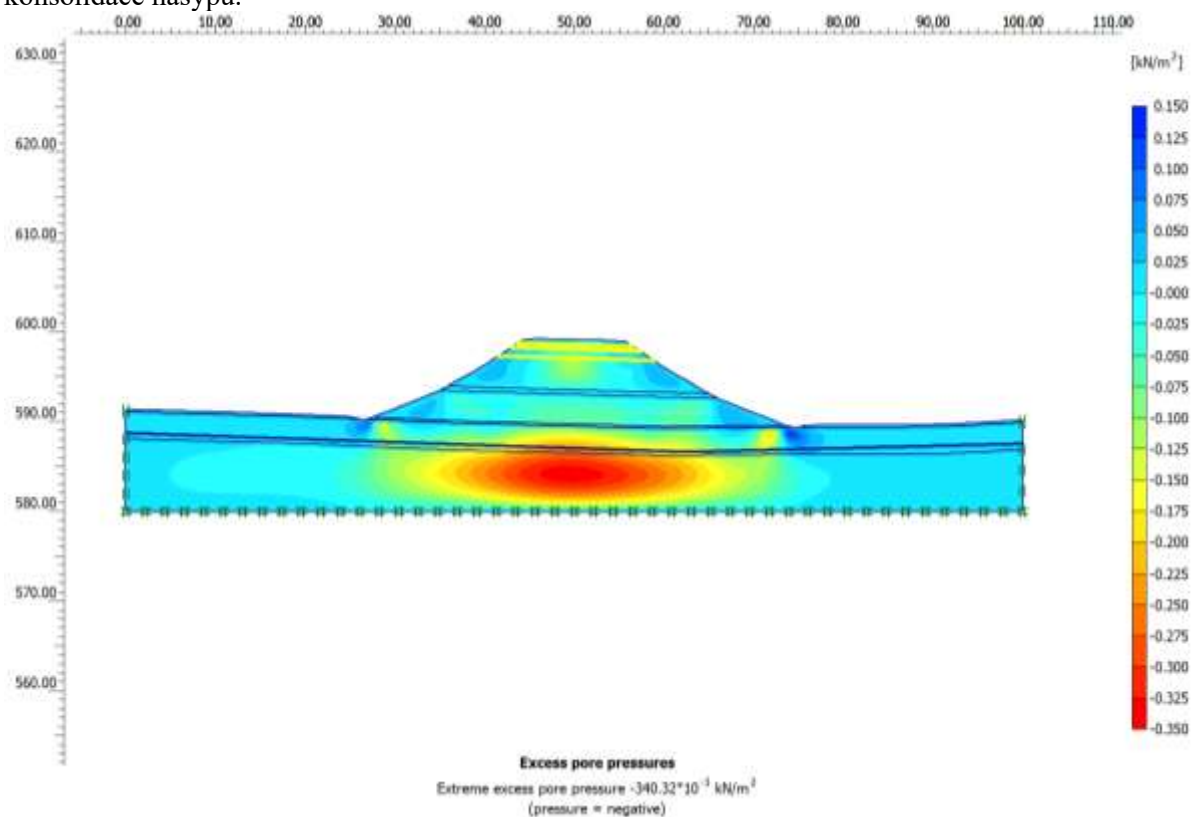


Obr. 13 Vodorovné deformace násypu. Maximální hodnota je zde cca 9 mm.



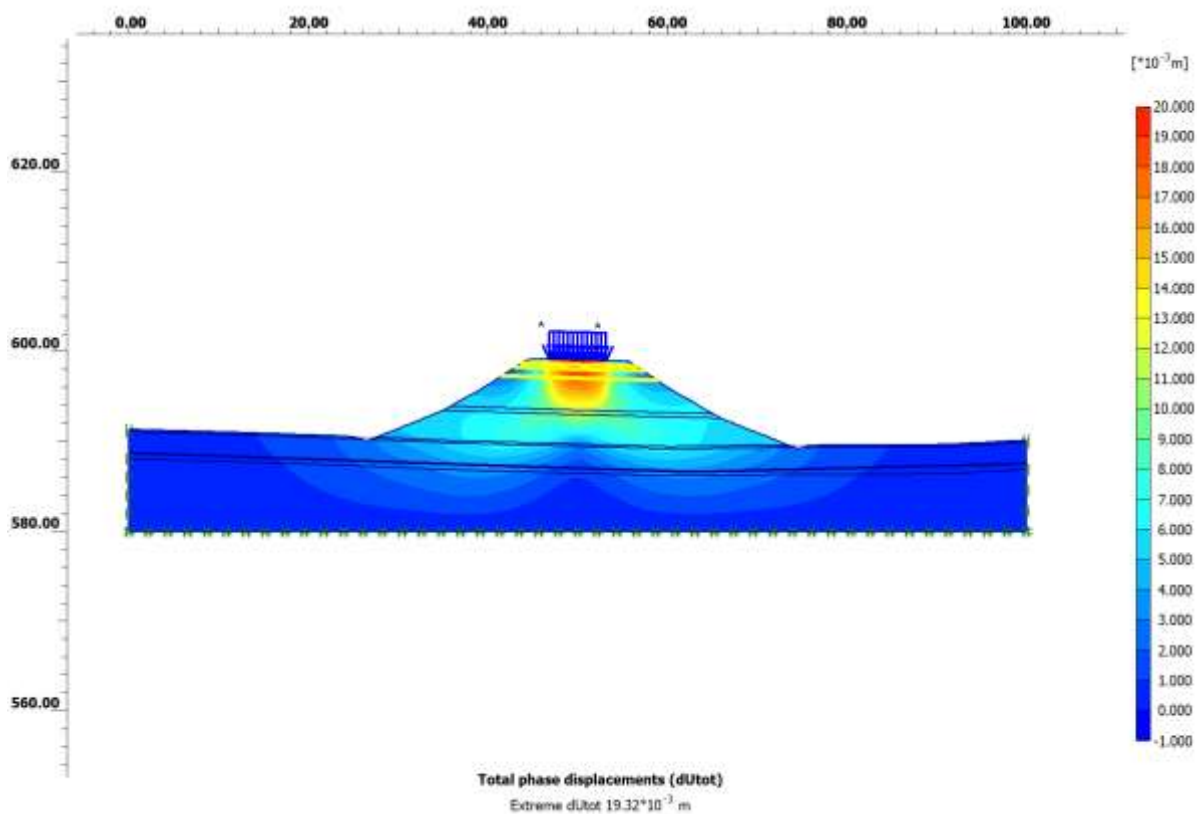
Obr. 14 Svislá deformace násypu. Maximální hodnota svislé deformace (v koruně) je zde cca 52 mm.

Nárůst pórových tlaků v podloží násypu po ukončení konsolidace. Maximální hodnota nárůstu pórových tlaků je zde < 1 kPa viz obr. 15. Tato podmínka byla stanovena jako kritérium pro ukončení výpočtu konsolidace násypu.

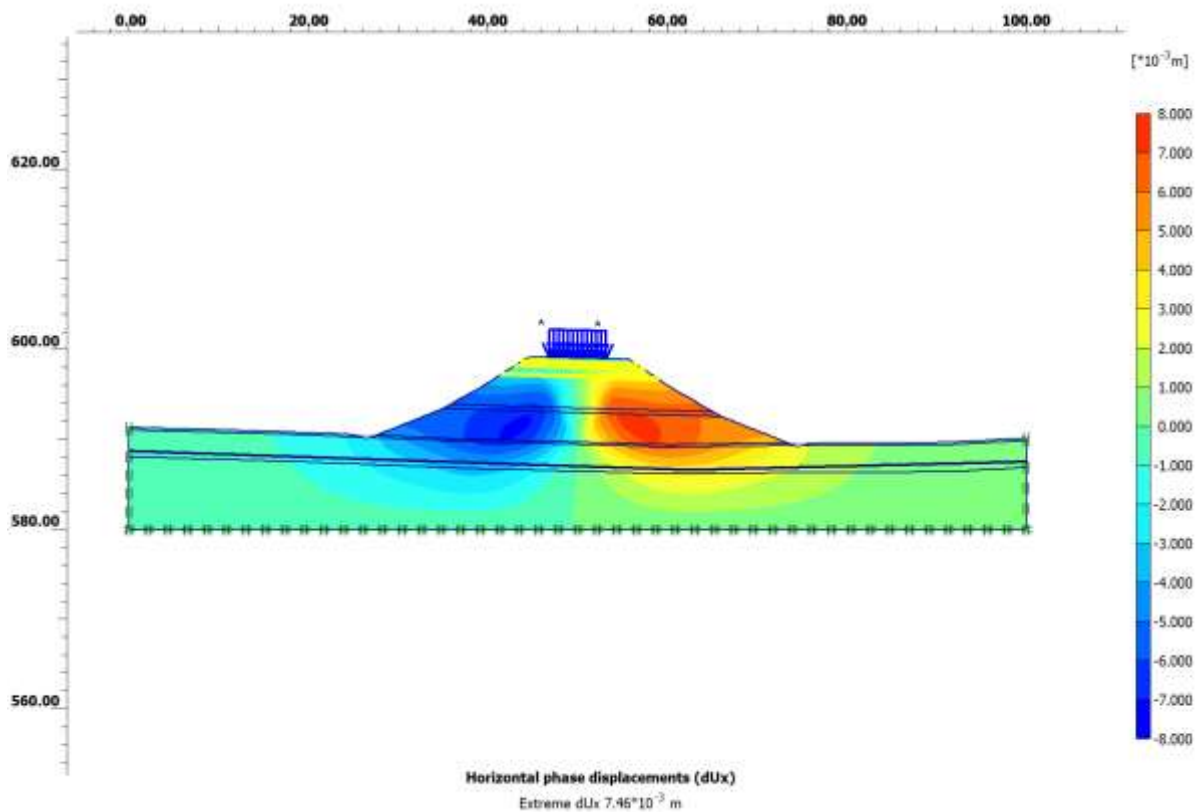


Obr. 15 Nárůst pórových tlaků v podloží násypu po ukončení konsolidace ≤ 1 kPa.

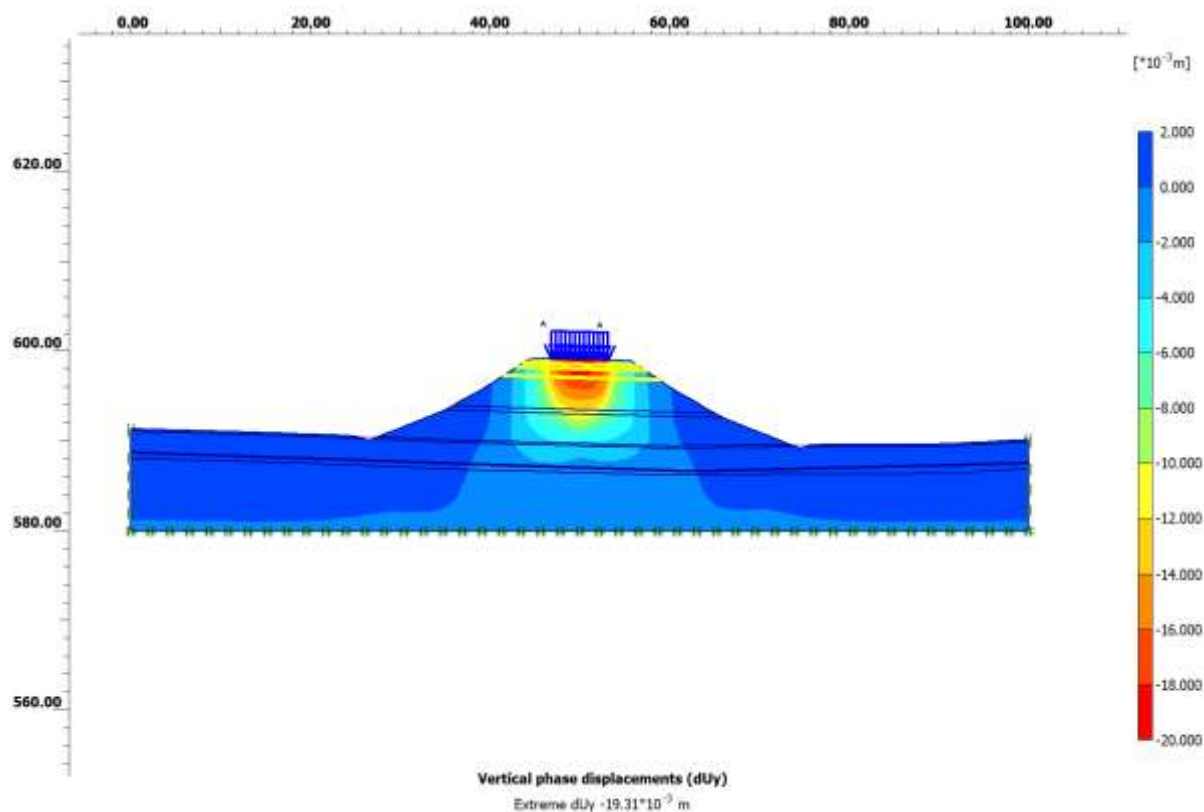
- **FÁZE PO DOKONČENÍ VÝSTAVBY NÁSYPU - ZATÍŽENÍ JEN ČEZ BŘEMENEM**



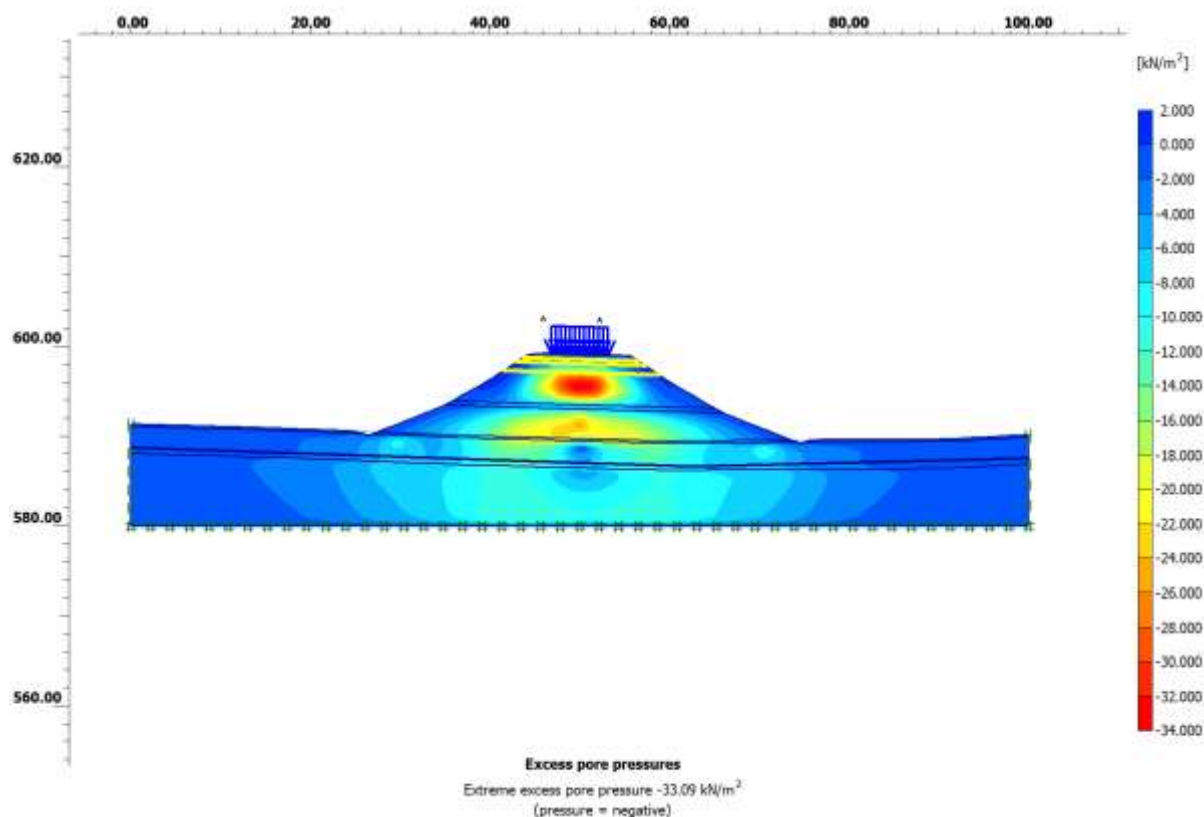
Obr. 16 Celková deformace násypu ve fázi po zatížení od ČEZ břemene. Maximální hodnota deformace (v koruně) je cca 19 mm.



Obr. 17 Vodorovné deformace násypu ve fázi po zatížení od ČEZ břemene. Maximální hodnota je zde cca 7 mm.

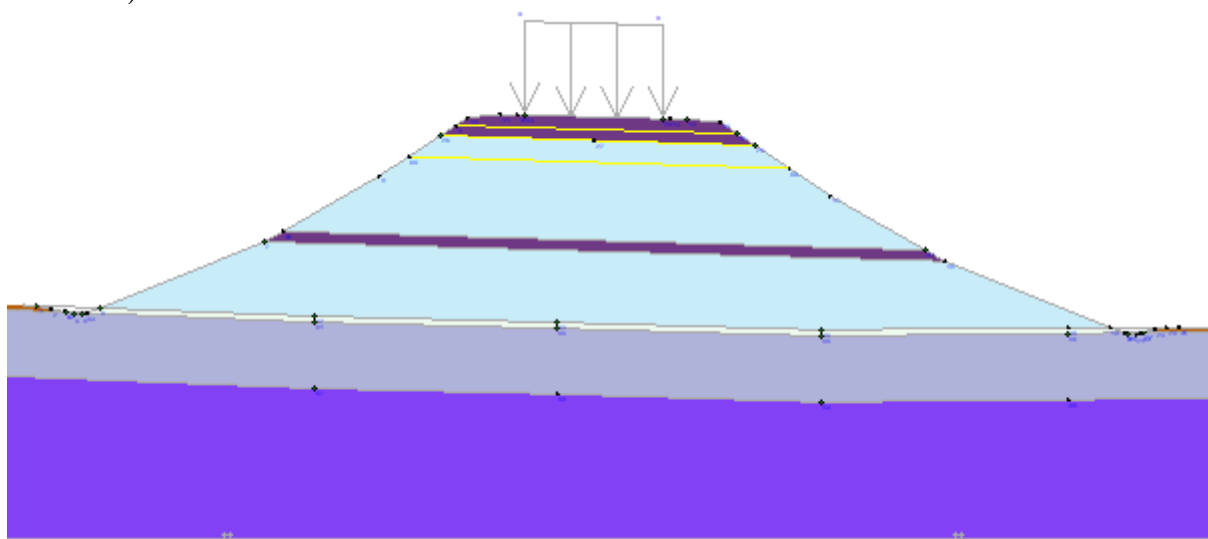


Obr. 18 Svislá deformace násypu ve fázi po zatížení od ČEZ břemene. Max. hodnota svislé deformace (v koruně) je zde cca 19 mm.

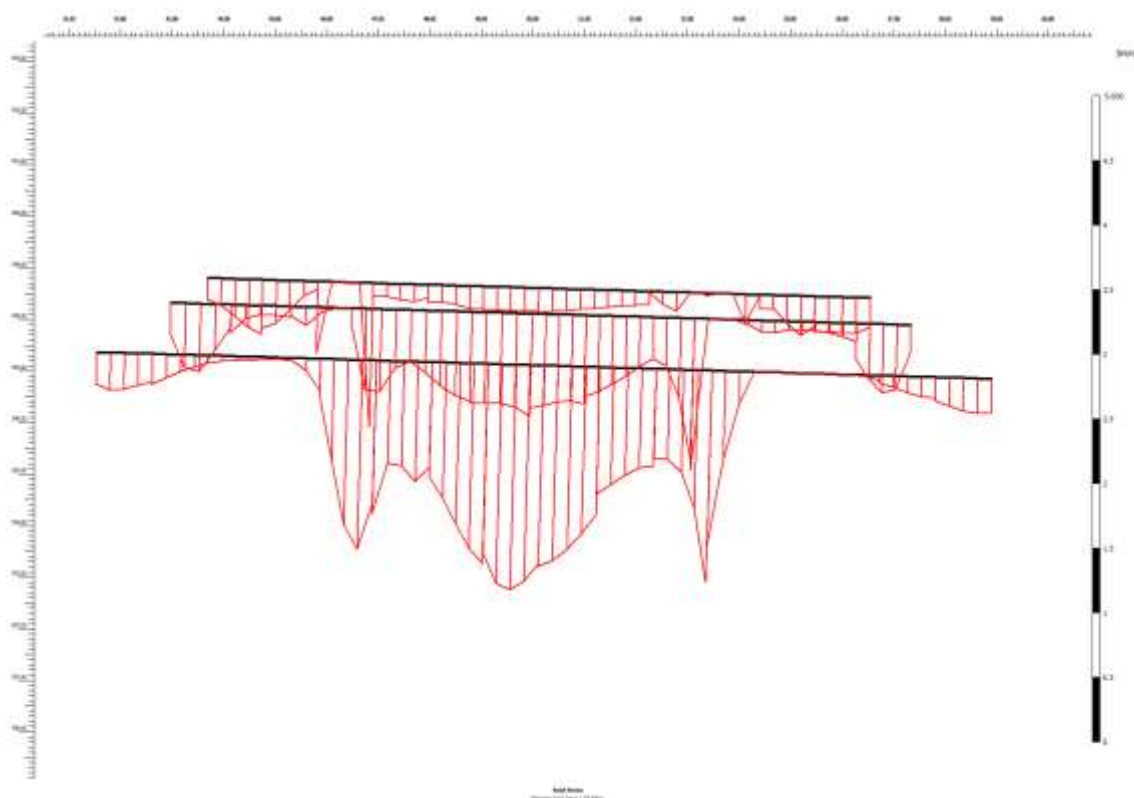


Obr. 19 Nárůst pórových tlaků v tělese násypu a v jeho podloží. Maximální hodnota nárůstu pórových tlaků ve fázi po zatížení od ČEZ břemene je zde 33,09 kPa.

Pro redukci nárůstu pórových tlaků v samotném násypu je umístěna cca v polovině jeho výšky drenážní vrstva viz obr. 20 (např. ŠD 0/63, bet. recyklát 0/63 nebo nadrcený kamenitý materiál ze zářezů).



Obr. 20 Schéma vyztužení: 3 vrstvy, 1. - pod AZ, 2. - 0,5m pod AZ, 3. - 1,5 m pod AZ. Při povrchu sanačnédrenážního polštáře být, díky blízkosti skalního podloží, nemusí.



Obr. 21 Osová síla v geomřížích. Maximální hodnota cca 2 kN/m.

4 ZÁVĚREČNÁ SHRNUÍ

V rámci zpracování projektové dokumentace silnice II/405 ZAŠOVICE - OBCHVAT, bylo projektantem výše uvedené komunikace zadáno posouzení násypového tělesa hlavní trasy SO101 v km 1,040 při mostu SO 201.

Hlavní důraz při zpracování posudku byl kladen na dosažené stupně stability svahů, charakter deformace násypu a jeho podloží a časový průběh sedání násypu. V rámci posouzení byla ověřena možnost přepravy soupravy nadrozměrného nákladu ČEZ (zatížení zvláštní soupravou o celkové hmotnosti 45 tun hmotnost tahače o 4 nápravách a hmotnost podvalníku 145 t o 20 nápravách se zatížením 895 tun).

Svahy byly posouzeny z hlediska dlouhodobé stability (drénovaný stav – efektivní parametry). Výpočty stability se řídily předpisem ČSN 73 6133.

Pro všechny materiály zemin byl použit základní **Mohr-Coulomb** materiálový model. Skalní podloží (R5/R6) je v modelu reprezentováno pokročilým **Jointed Rock** materiálovým vztahem. Geotechnické modely jsou zadány v režimu „UnDrained“, ve kterém je možno na základě propustnosti zemin a stavu napjatosti simulovat reálný vývoj pórových tlaků v zeminách v závislosti na čase.

Posouzení bylo provedeno zejména na základě podkladů [1] a [2].

Bez vyztužení geomřížemi bylo dosaženo nevyhovujícího stupně stability $F = 0.85 < 1.3$.

Materiál násypového tělesa je uvažován jako výzisk ze zářezů charakteru zemin tř. G3 G-F až G4 GM (mix vytěžené zeminy a předrcené horniny z hlubších partií zářezů).

Vypočtené stupně stability vyhověly po aplikaci geomříží a za předpokladu použitých geotechnických modelů ve všech řešených stavech. Vypočtený stupeň bezpečnosti byl následně vždy větší než požadavek normy ČSN 73 6133 (min $F=1,3$ pro násypy).

Uvažována byla monolitická HDPE geomříž, T_d (dlouhodobá návrhová pevnost) min. 32 kN/m, pevnost při 5% protažení min. 39 kN/m dle EN ISO 10319 (20°C) např. Tenax Flexa3. Pro omezení nárůstu pórových tlaků přímo v tělese násypu viz obr. 19 je nutno v cca jeho polovině umístit drenážní vrstvu tl. 0,5 m viz obr. 20.

Ukončení konsolidace analyzovaného násypu byla spočtena současně s sokončením násypu. Dosednutí násypu je nízké, jen do 1 mm.

Svislá deformace od zatížení ČEZ břemene byla spočtena, díky přítomnosti skalního podloží v podloží násypu, nízkou hodnotou 19 mm. Hodnotu sedání lze z části eliminovat konsolidačním přísypem výšky cca 4 m, který tak odpovídá váze odpovídající ČEZ břemenu. Násyp bude tímto opatřením předkonsolidován a následná deformace od ČEZ břemene nebude tak vysoká.

V zářezových částech trasy, zejména v zářezech hl. nad 4,0 m a ve skalních zářezích není potřeba žádných zvláštních opatření pro přejezd ČEZ břemene. Pokud bude báze zářezu v zeminách či hlinitých eluviích, bude nutno tyto materiály v podloží vozovky nahradit do hloubky 300 - 400 mm (dle IGP) a AZ vyztužit výše uvedenou geomříží: 2 vrstvy, 1. - pod AZ, 2. - 0,5m pod AZ.

Předpoklady a závěry posouzení je nutné při stavbě ověřit a sledovat alespoň pomocí geodetického monitoringu.

Pokud se v průběhu stavby vyskytnou nenadálé skutečnosti, které nebyly známy v době vypracování posudku, bude nutno provést nové posouzení.

V Brně, 10. května 2020