

VÝSTAVBA HALY PRO MĚŘÍCÍ VOZY PEVNÝCH TRAKČNÍCH ZAŘÍZENÍ - BOHUMÍN



ENEX GROUP s.r.o.
Thunovská 179/12, 118 00 Praha 1
IČO: 27223663, SCHRÁNKA: sd839kg
EMAIL: enex@enexgroup.cz, WWW: www.enexgroup.cz

Vypracoval:
Zodpovědný projektant:

Ing. Tereza Poklopová, Ing. Iva Fořtová
Ing. Lukáš Holub

GeoTec GS®

Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10

Stavebník:

Správa železnic, státní organizace
Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

Akce:

Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení -
Bohumín

Stavba na pozemku p.č. 2572/82
Katastrální území: Nový Bohumín [707031]
květen '21

Datum:

Stupeň PD:

DUSP + PDPS

SO 11-23-01 Opěrná stěna

Příloha č. 1 – Technická zpráva a statický výpočet

Objednatel:	APREA s.r.o. Ocelářská 35/1354, 190 00 Praha 9
Investor:	Správa železnic, státní organizace Dlážděná 1003/7, 110 00 Praha 1

Dílčí zhotovitel:	GeoTec-GS, a.s. Chmelová 2920/6, 106 00 Praha 10
Název díla:	Návrh opěrné stěny pro akci „Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení – Bohumín“

Praha, květen 2021

Zpracovali:	Ing. Lukáš Holub odpovědný projektant
	Ing. Tereza Poklopová Ing. Iva Fořtová
Za věcnou správnost:	Ing. Jan Hrabánek výrobní ředitel společnosti
Schválil:	Mgr. Filip Dudík ředitel společnosti

OBSAH:

1.	Identifikační údaje	5
1.1.	Údaje o stavbě.....	5
1.2.	Údaje o zpracovateli části PD – SO 11-23-01	5
2.	Seznam vstupních podkladů a použitých norem	5
3.	Údaje o území	6
3.1.	Rozsah zájmového území	6
3.2.	Související objekty	6
3.3.	Geologické a hydrogeologické poměry	7
4.	Technické řešení	9
4.1.	zdůvodnění návrhu, popis navrženého řešení	9
4.2.	Odvodnění	10
4.3.	Vytyčení stavby	10
5.	Statický výpočet	10
5.1.	Uvažované parametry zemin.....	10
5.2.	Metodika výpočtu.....	11
5.3.	Zatížení konstrukcí	11
5.4.	Gabionové stěny.....	12
5.4.1.	Stabilita dočasného výkopu	12
5.4.2.	Posudek gabionové stěny.....	13
5.5.	Pilotová stěna	13
6.	Postup a technologie výstavby.....	14
6.1.	Technologie výstavby gabionových stěn.....	14
6.1.1.	Úsek A	14
6.1.2.	Úsek C	14
6.2.	Technologie výstavby pilotové stěny	14
6.3.	Specifikace materiálů	15
6.4.	Výrobní tolerance a požadavky na přesnost	16
7.	Bezpečnost a ochrana zdraví při práci.....	16
8.	Závěr a doporučení	16
	Příloha A – Dočasná stabilita svahu výkopu.....	18
	A.1 Výpočet stability svahu	18
	A.2 Výpočet deformací MKP.....	20
	Příloha B – Posudek gabionové stěny	26
	Příloha C – Statický výpočet pilotové stěny	36
	C.1 Posouzení únosnosti	36
	C.2 Výpočet deformace pilotové stěny	47
	C.3 Výpočet deformací MKP	48
	Příloha D – Přehled dimenzí pilot	56

OBSAH DOKUMENTACE:

		MĚŘÍTKO
Příloha č. 1	TECHNICKÁ ZPRÁVA A STATICKÝ VÝPOČET	-
Příloha č. 2	SITUACE	1 : 200
Příloha č. 3	ROZVINUTÝ PODÉLNÝ PROFIL STĚNOU	1 : 100
Příloha č. 4.1	VZOROVÉ ŘEZY	1 : 50
Příloha č. 4.2	PŘÍČNÉ ŘEZY	1 : 100
Příloha č. 5	SCHÉMA VÝZTUŽE	1 : 25

1. IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

1.1. ÚDAJE O STAVBĚ

Název zakázky: Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení - Bohumín

Část PD: SO 11-23-01 Opěrná stěna

Místo provedení: Bohumín

Kraj: Moravskoslezský

Katastr. území: Nový Bohumín [707031]

Stupeň: DUSP + PDPS

1.2. ÚDAJE O ZPRACOVATELI ČÁSTI PD – SO 11-23-01

Zhotovitel části: GeoTec-GS, a. s.
Chmelová 2920/6
106 00 Praha 10

IČO: 25103431

Odp.osoba: Ing. Jan Hrabánek - ČKAIT 32456

Vypracoval: Ing. Lukáš Holub tel: 603 800 566
Ing. Tereza Poklopová
Ing. Iva Fořtová

2. SEZNAM VSTUPNÍCH PODKLADŮ A POUŽITÝCH NOREM

Vstupní podklady:

- [1] Zaměření současného terénu a poloha stávajících inženýrských sítí předaná objednatelem v digitální podobě,
- [2] Plánovaná poloha souvisejících stavebních objektů, předané objednatelem v digitální podobě (umístění plánované haly včetně okolních zpevněných ploch),
- [3] Geotechnický pasport (Novostavba haly), z archivu zpracovatele (GeoTec-GS, a.s., prosinec 2020)
- [4] Katastrální mapa – veřejně dostupná z portálu ČÚZK
- [5] WMS – veřejně dostupná ortofotomapa ČR

Použité normy a předpisy:

- [6] ČSN 73 6133 Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací
- [7] Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení
 - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby
 - Část 5: Základy, opěrné a zárubní zdi a geotechnická hlediska
- [8] Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

- [9] Eurokód 1: Zatížení konstrukcí
 - Část 2: Zatížení mostů dopravou
- [10] ČSN 73 6133 Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací
- [11] Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
- [12] TKP 16 – Piloty a podzemní stěny
- [13] TKP 30 – Speciální zemní konstrukce

3. ÚDAJE O ÚZEMÍ

3.1. ROZSAH ZÁJMOVÉHO ÚZEMÍ

Zájmová lokalita se nachází na východním okraji České republiky v okrese Karviná v obci Bohumín. Stavba je umístěna v k.ú. Nový Bohumín. Jedná se o pozemek p.č. 2572/82, na kterém se v současnosti nachází úvratové koleje železniční stanice Bohumín a část přilehlého chodníku, který náleží pozemku 2555/1. Řešený objekt SO 11-23-01 se nachází podél ulice Lidická v blízkosti „T“ křižovatky s ulicemi Čs. Armády a Bezručova.

Tento projekt řeší zajištění stavební jámy pro výstavbu haly CTD a vyrovnání výškového rozdílu mezi zpevněnými plochami haly a komunikací Lidická, která se nachází na násypovém tělese. Stávající terén řešeného prostoru se nachází v nadmořské výšce asi 201-204 m n.m. Výškový rozdíl mezi stávajícím chodníkem ul. Lidická a navrhovanou úrovní upraveného terénu haly je asi 2,5 m.

Pro zajištění stavební jámy jsou navrženy dvě opatření:

- a) dočasné zajištění jámy svahovaným výkopem s následným trvalým zajištěním svahu gabionovou zdí,
- b) v úseku, kde pro svahování není dostatečný prostor, bude jáma trvale zajištěna pažící stěnou z vrtaných pilot převázaných hlavovým trámem.

Prostor stavby můžeme vymezit souřadnicemi $X = 464679.7928$ m, $Y = 1095060.937$ (západ, směr: křižovatka Lidická-Bezručova) a $X = 464612.8076$ m, $Y = 1095030.857$ m (S-V, směr: kovošrot, přístup k nové hale CTD). Finální stavba zaujímá prostor o výměře cca 250 m².

3.2. SOUVISEJÍCÍ OBJEKTY

Řešená část projektové dokumentace byla zpracována v koordinaci se všemi navazujícími stavebními objekty. Podrobný seznam všech stavebních objektů je součástí koordinační situace.

- SO 11-61-01 – Novostavba haly diagnostiky vozidel
- SO 11-66-01 – Oplocení
- SO 11-66-02 – Sadové a vegetační úpravy
- SO 11-31-01 – Zpevněné plochy a komunikace



Obrázek 1: Letecký snímek oblasti

3.3. GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Převzato z Geotechnického pasportu [3]:

Geotechnické poměry

Přípovrchová vrstva podloží je tvořena navážkami o mocnosti 3,0-3,5 m. Navážky jsou tvořeny převážně škvárou s příměsí jemnozrnné uhelné hmoty, místy s příměsí kamenů, ojediněle se stavební sutí. Navážky tvořené škvárou mají dle klasifikačního systému ČSN 73 6133 charakter zeminy třídy G2 GP až G3 G-F. Při povrchu a na bázi je navážka středně ulehlá, ve středních polohách v hloubce 1,0-2,8 m jsou škváry téměř kypré vlivem sufoze způsobené antropogenní zvodní.

Pod navážkami leží nejsvrchnější horizont přirozeně uložených kvartérních sedimentů. Jedná se o fluviální a náplavové jíly. Dle průzkumu dosahuje vrstva mocnosti do 1,0 m. Plasticita jílu je střední. Konzistence je ve svrchních partiích tuhá, v důsledku antropogenní zvodně v jejich nadloží přechází až v měkkou. Vrstvu klasifikujeme jako nebezpečně namrzavou.

Směrem do podloží přecházejí fluviální a náplavové jemnozrnné jílovité zeminy do písčitých sedimentů. Obsah písčité frakce je proměnlivý a charakter zeminy se mění mezi písčitým jílem (F4 CS) a jílovitým pískem (S5 SC). Báze jílových písků leží v hloubce 3-5 m pod úrovní terénu.

Nejnižší kvartérní vrstva v zájmovém území je tvořena fluviálními štěrky údolní terasy Odry charakteru G3 G-F. Valouny štěrku jsou oválné převážně velikosti do 6 cm, maximálně až 12 cm. Převahu v materiálovém složení má křemen a pískovec. Štěrky jsou v celé mocnosti zvodnělé, středně ulehlé až ulehlé. Báze štěrku se nachází v hloubce 10,5-11,5 m pod terénem.

Předkvartérní podloží je tvořeno neogenními vysoce plastickými jíly tř. F8 CH s hojnými prachovitými laminami, vápnitými s pevnou konzistencí. Svrchní část na rozhraní se zvodnělými štěrky má vlivem nasycení tuhou konzistencí.

Hydrogeologické údaje

Průlinově propustné vrstvy kvartérních fluviálních štěrku vytváří hydrogeologický kolektor, v jehož nadloží se vyskytuje proměnlivě mocná vrstva jílovitých písků. Freatická zvedně tohoto kolektoru má volnou až mírně napjatou hladinu. Mocnost

kolektoru odpovídá mocnosti písكوšterkové akumulace (5,3 m), přičemž jsou písky a šterky v celé mocnosti zvodnělé.

Vrstvy fluvialních jílů, místy až písčitých jílů, v nadloží kvartérního kolektoru tvoří přirozený stropní poloizolátor, který do značné míry omezuje přímou infiltraci atmosférických srážek do kolektoru. Díky nízké propustnosti těchto vrstev se v nadloží vrstvě propustných navážek vytvořila antropogenní zvodněň.

Průzkumem byla zjištěna škvára slabě nasycená vodou již v hloubce 1,3-1,4 m. Navážková zvodněň nemá dočasný charakter, její výskyt je trvalý a byla zjištěna v širším okolí archivními vrty už od 60. let 20. století a souvisí se zavážením lokálních depresí odpady (zejména škvára a struska) z průmyslové činnosti probíhající v okolí lokality již od 19. století. Hladina vody v antropogenní zvodni může kolísat vlivem klimatických podmínek v jednotkách decimetrů, doporučujeme však uvažovat s její úrovní ověřenou v době průzkumu, jež byl prováděn ve srážkově vydatnějším období.

Úroveň hladiny podzemní vody je odvozena z nejbližšího archivního vrtu HV12, který ji ověřil v úrovni 197,5 m n. m. Úroveň hladiny vody ve zvodnělých navážkách se pak v průběhu průzkumu pohybovala v úrovni cca 199,0 m n. m.

Seismická aktivita

Podle Eurokódu 8 [7, Část 1], národní přílohy NA, je pro zájmové území stanovena hodnota referenčního špičkového zrychlení pro podloží typu A

$$a_{gR} = 0,07g$$

Dle [7, Část 1] je v řešeném území podloží typu E.

Parametry podloží

Parametry zemin zastižených v podloží shrnuje tabulka 1 převzatá z Geotechnického pasportu pro objekt haly [3].

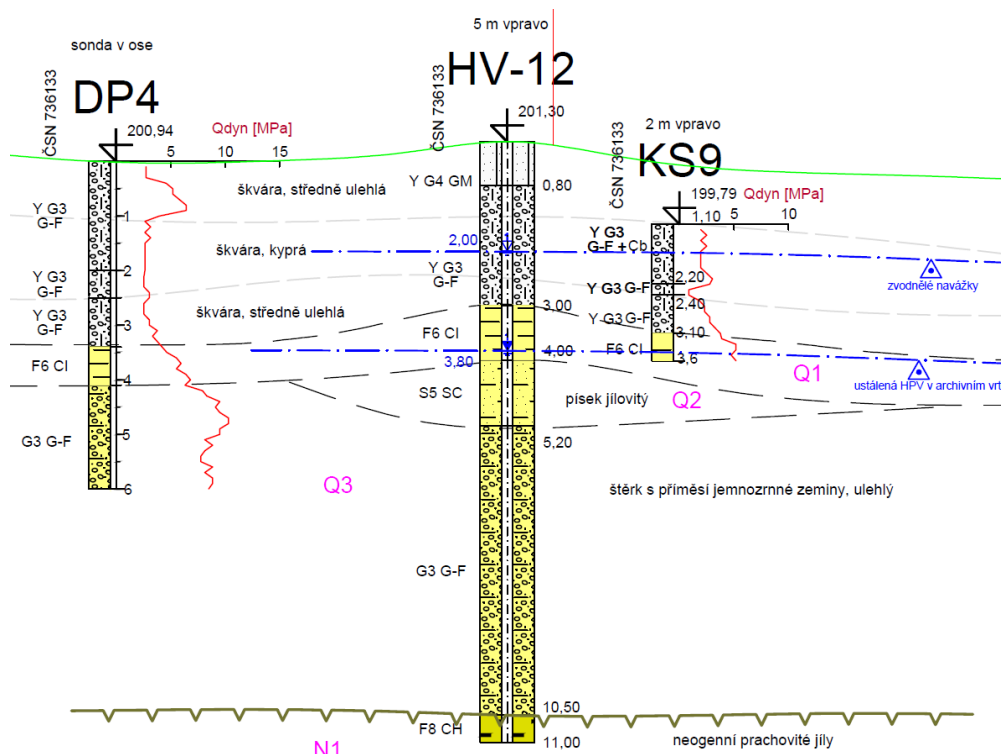
Tabulka 1: Parametry zastižených zemin dle [3]

Geotechnický typ	Zatřídění dle SŽDC S4 (ČSN 73 6133)	Objemová tíha γ_n [kN.m ⁻³] *)	Ulehlost	Konzistence	E_{def} [MPa]	Poissonovo číslo ν [-]	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	c_u [kPa]	Třída vrtatelnosti pro piloty VC 800-2	Třída těžitelnosti podle ČSN 73 3050/ ČSN 73 6133
Y	G3 G-F, G2 GP	12,0	K-SU	-	10	0,25	30	0	-	I.	2./I.
Q1	F6 CI	20,0	-	T	3	0,40	22	12	60	I.	3./I.
Q2	S5 SC	18,5	SU	-	13	0,35	26	5	-	I.	2./I.
Q3	G3 G-F	19,0	U	-	40	0,25	36	0	-	II.	3./I.
N1	F8 CH	20,5	-	P	7	0,42	14	20	80	I.	4./I.

Pozn:

- ulehlost: KY - kyprá, SU - středně ulehlá, UL - ulehlá
- konzistence: M - měkká, T - tuhá, P - pevná, R - tvrdá
- *) hodnoty je nutné pod hladinou podzemní vody upravit

Mocnosti vrstev byly v návrhu uvažovány dle k navrhované konstrukci nejbliže umístěného archivního vrtu **HV-12**.



Obrázek 2: Výřez geotechnického profilu převzatý z[3]

4. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

4.1. ZDŮVODNĚNÍ NÁVRHU, POPIS NAVRŽENÉHO ŘEŠENÍ

Výstavbou navrženého areálu haly CTD dojde k zásahu do stávajícího zemního tělesa násypu přilehlé komunikace Lidická. Hranice pozemku, na kterém je hala umístěna, sahá ke koruně svahu násypu. Tam se nachází také současné oplocení areálu. Cílem projektu je navrhnout taková opatření a konstrukce, aby byla zajištěna bezpečnost při výkopových pracích a po dokončení výstavby, a zároveň byl minimalizován vliv výstavby na přilehlou komunikaci jak z hlediska omezení dopravy, tak z hlediska vzniku deformací.

Navržená opatření pro trvalé zajištění svahů násypu jsou rozdělena na tři úseky. V úseku A je navržena gabionová stěna z jedné až dvou řad gabionových košů s výplní skládaným kamenivem. V úseku B je navržena pilotová stěna s monolitickou betonovou římsou, která zároveň tvoří podklad pro kotvení nového plotu podél přilehlého chodníku. Svah v úseku C je opět opatřen gabionovou stěnou v jedné řadě. Výška násypu od úseku A k úseku C klesá.

Trvalá konstrukce pilotové stěny v části B bude tvořena velkopřůměrovými pilotami 600 mm v tangenciálním uspořádání s osovou vzdáleností 700 mm. Protože výška násypu, resp. hloubka stavební jámy, směrem od západu k východu klesá, pažící stěna je rozdělena do úseků s různě dlouhými pilotami od 4,5 m (východ) do 8 m (západ) vetknutými do únosného podloží. Maximální hloubka obnažení pilotové stěny při provádění výkopu je 2,24 m, po realizaci zpevněných ploch bude stěna odkryta maximálně na výšku 1,7 m. Stěna je navržena jako volně stojící nekotvená. Hlavy pilot jsou opatřeny hlavovým trámem výškově odstupňovaným tak, aby jednak bylo překonáno klesání násypu komunikace a zároveň jeho tvar vyhovoval nové konstrukci oplocení. Hlavový trám bude zapuštěn pod úroveň chodníku a jeho horní povrch bude

opatřen obkladem z gabionových košů s výplní skládaným kamenivem. Podobně budou gabionové koše tvořit obklad kotvený na obnaženém líci pilotové stěny. Úsek pilotové stěny tak esteticky zcela splyne s úseky zajištěnými gabionovou konstrukcí. V úseku B je potřeba počítat se zásahem do chodníku v malém rozsahu a možností nutné částečné obnovy skladby.

Pilotová stěna (úsek B) a jednovrstvá gabionová stěna v úseku C jsou navrženy podél linie parcelní hranice a budou tvořit podklad pro kotvení nových plotových sloupků. Gabionová stěna bude zároveň realizována do výkopu, který zasahuje za hranici pozemku. V této části se předpokládá úplná obnova skladby chodníku (viz SO 11-31-01). Jízdní pruhy komunikace ale nebudou dotčeny. Mezi úsekem A a B, resp. C je oblast přechodu mezi gabionovou a pilotovou stěnou, která zároveň řeší půdorysné odsazení těchto dvou částí o 6,35 m.

Celková délka úseku A je 51,5 m, z toho 19 m je tvořeno dvěma řadami gabionů. Celková délka pilotové stěny opatřené gabionovým obkladem, resp. úseku B je 28 m. Délka posledního úseku C je 15,92 m.

Kompletní řešení stavebního objektu je patrné z výkresových příloh.

4.2. ODVODNĚNÍ

Odvod srážkových vod z celého objektu je řešen jejich směřováním do systému odvodnění zpevněných ploch (SO 11-31-01). Chodník za rubem pilotové stěny je spádován směrem k jízdním pruhům, konstrukce stěny je navíc propustná včetně jejího obkladu, takže není třeba ji na rubu dalším způsobem odvodňovat. Před lícem stěny je v rámci SO 11-31-01 navržen trativod. Základová spára pod gabionovými stěnami bude také spádována směrem do trativodu pod zpevněnými plochami.

Během provádění výkopových prací je potřeba zajistit řádné odvodnění od objektu tak, aby paty dočasných svahů nebo pilot nebyly podmáčené.

4.3. VYTYČENÍ STAVBY

Pro realizaci pilotové stěny je dán polohopis a výškopis navrhované konstrukce. Body jsou vytyčeny v souřadnicovém systému S-JTSK, nadmořské výšky jsou udávány v systému Balt po vyrovnání (B.p.v). Je dán vytyčovací bod pro osu každé paty piloty (ozn. "P") a body pro vedení líce gabionové stěny (ozn. „Ga“, „Gc“ dle úseku, ve kterém se nachází). V průběhu výstavby je nutné kontrolovat jednotlivé polohy vytyčovacích kolíků, aby nedocházelo ke změně polohy vrtu (např. vlivem posunu terénu při vrtání okolních pilot). Projektant doporučuje po skončení pilotážních prací kontrolní zaměření jejich polohy.

Vytyčovací body jsou patrné z výkresové přílohy č. 2 - Situace.

Body jsou předávány v digitální podobě.

5. STATICKÝ VÝPOČET

5.1. UVAŽOVANÉ PARAMETRY ZEMIN

Pevnostní a přetvárné charakteristiky zemin byly uvažovány s ohledem na Geotechnický pasport pro novostavbu haly CTD [3]. Parametry zemního tělesa násypu přilehlé komunikace nejsou z průzkumu známy a byly odhadnuty na základě zkušeností z dané lokality a předpokladů o dostupnosti hmot pro výstavbu násypů v minulém století. Během výstavby navržených konstrukcí je proto nutná přítomnost geotechnického dozoru a kontrola charakteru a vlastností zemin v násypu.

Odhad parametrů hmot v násypovém tělese:

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$

Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 25,00 \text{ MPa}$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 1,00 \text{ kPa}$

5.2. METODIKA VÝPOČTU

S ohledem na významnou nejistotu v odhadu místních charakteristik navážek byl v případě pilotové stěny pro posouzení mezního stavu únosnosti a návrh dimenzí použit návrhový přístup 1 dle Eurokódu 7 [8], který je považován za nejvíce konzervativní. Velký důraz je kladen na omezení deformací zemního tělesa násypu pozemní komunikace v průběhu výstavby i po jejím dokončení, proto bylo posouzení dočasných svahů výkopů a posouzení pažící pilotové stěny doplněno o analýzu napětí a deformací pomocí metody konečných prvků (MKP).

Pro posouzení pilotové stěny byl použit software Geo5 Pažení posudek.

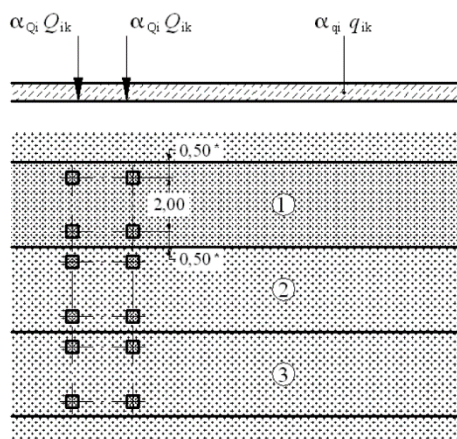
Pro posouzení gabionové opěrné konstrukce byl použit software Geo5 Gabion.

Analýza napětí a deformací byla provedena pomocí Geo5 MKP.

5.3. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ

Navrhované opěrné konstrukce jsou zatíženy bočním tlakem způsobeným vlastní tíhou zeminy za jejím rubem a přitížením přilehlé komunikace. Zatížení silničního násypu dopravou bylo uvažováno dle Eurokódu 1 [9], model zatížení LM1, který předepisuje rovnoměrné plošné zatížení jízdních pruhů, chodníků a zbývajících ploch, a soustředěné zatížení jízdních pruhů od dvounáprav. Protože je komunikace využívána těžkou průmyslovou dopravou (vozy z hutních provozů), spadá do skupiny pozemních komunikací č. 1. Princip rozmístění rovnoměrného a soustředěného zatížení dle Eurokódu 1 je patrný z Obr. 3, tabulka 2 potom shrnuje příslušné hodnoty zatížení a regulačních součinitelů pro skupinu pozemních komunikací 1. Vzhledem k tomu, že se jedná o zcela zkonsolidované zemní těleso, lze předpokládat plošný roznos soustředěného zatížení od dvounáprav na šířce jízdního pruhu 3 m a délce úseku 4,5 m dle NA.6 [9].

Pro posudky dočasné stability je dle [9] charakteristická hodnota zatížení od dvounáprav snížena na 80% hodnoty.



Obrázek 3: Schéma rozmístění plošného a soustředěného zatížení dopravou dle [9]

Tabulka 2: Charakteristické hodnoty zatížení

Umístění	Soustředěné TS (kN)			Rovnoměrné UDL (kN/m ²)		
	Q _{ik}	α _{Qi}	Q _{ik} · α _{Qi}	q _{ik}	α _{qi}	q _{ik} · α _{qi}
Chodník	0	0	0	2.5	1.2	3
Pruh 1	300	1	300	9	1	9
Pruh 2	200	1	200	2.5	2.4	6
Zbývajících plocha	0	0	0	2.5	1.2	3

Roznos soustředěného zatížení od dvounáprav na ploše 3x4,5 m:

Pruh 1 $2.300/(3.4,5) = \mathbf{44,44 \text{ kN/m}^2}$

Pruh 2 $2.200/(3.4,5) = \mathbf{29,63 \text{ kN/m}^2}$

Charakteristické hodnoty zatížení od dvounáprav pro výpočty dočasné stability:

Pruh 1 $0,8.44,44 = \mathbf{35,55 \text{ kN/m}^2}$

Pruh 2 $0,8.29,63 = \mathbf{23,70 \text{ kN/m}^2}$

Seismické zatížení bylo do výpočtu zavedeno podle Eurokódu 8 [7] pomocí seismických součinitelů k_h a k_v , kde:

$$k_h = \alpha \cdot S/r = 0,07 \cdot 1,6/1,0 = 0,112$$

$$k_v = 0,5 \cdot k_h = 0,5 \cdot 0,112 = 0,056$$

Součinitel „r“ byl pro všechny řešené konstrukce uvažován nejmenší hodnotou 1. Součinitel podloží „S“ byl uvažován dle [7] pro typ základové půdy E a spektrum pružné odezvy typu 2 hodnotou 1,6.

5.4. GABIONOVÉ STĚNY

Posudek gabionové stěny byl proveden v krajní části úseku A, kde je nutno překonat největší výškový rozdíl mezi areálem haly a pozemní komunikací Lidická. Gabionová stěna je v této oblasti tvořena dvěma řadami gabionových košů doplněnými o výztuhu vloženou do spáry. Účelem výztuhy je stabilizace tělesa z hlediska vodorovného posunu a celkové stability zajištěného svahu, ale také omezení deformací tělesa vzhledem k nejistým vlastnostem základové spáry, která se nachází v navážkách tvořených převážně škvárou navíc zvodnělou.

5.4.1. Stabilita dočasného výkopu

V rámci návrhu gabionové konstrukce byla posouzena dočasná stabilita výkopu pro realizaci opěrné konstrukce. Protože jedním z požadavků projektu je minimální zásah do přilehlé komunikace, nejmírnější sklon dočasného svahu výkopu lze uvažovat pouze takový, který dosahuje hranice pozemku – oplocení areálu podél chodníku. Za použití výše uvedených odhadnutých pevnostních charakteristik zemin v násypu pozemní komunikace získáme i při tomto nejmírnějším sklonu svahu poměrně nízký stupeň stability (1,14), který nedosahuje hodnoty požadované pro dočasnou stabilitu násypů pozemních komunikací dle [10]. Nicméně kritická smyková plocha dosahuje mírně za hranici pozemku a nezasahuje do jízdních pruhů. Zároveň je poměrně mělká a lze předpokládat, že v případě realizace výkopu strmějšího, kdy nedojde k odstranění povrchových vrstev, bude svah stabilizován také vegetací, která má protierozní účinek.

Z těchto důvodů je dočasný výkop v úseku A a výstavbu gabionové stěny nutné realizovat po pracovních záběrech délky maximálně 5 m za přítomnosti geotechnického dozoru - tzn. VÝKOP ÚSEKU „A“ NESMÍ BÝT PROVEDEN V CELÉ DÉLCE !

To znamená, že výkop v každém dalším úseku bude realizován až po dokončení gabionové stěny v úseku předchozím. Zároveň je nutné omezit dobu výstavby na minimum.

Pro představu o deformacích zemního tělesa po dokončení dočasného výkopu byl proveden výpočet napětí a deformací pomocí MKP, kde byl násyp nejprve zkonsolidován na charakteristickou hodnotu zatížení, aby bylo možné rozlišit samotné sedání násypu, které již v minulosti proběhlo, od realizace výkopu. Tato analýza ukázala, že za předpokládaných podmínek bude deformace tělesa pod komunikací zanedbatelná. Posouzení dočasné stability výkopu a MKP výpočet deformací vyvolaných výkopem je předmětem přílohy A této zprávy.

5.4.2. Posudek gabionové stěny

Posudek gabionové stěny lze nalézt v příloze B této zprávy. Platnost posudku je možné předpokládat za použití uvedené specifikace gabionových košů, výztužné sítě vložené do ložné spáry, výplně gabionů i zásypu za gabionovou konstrukcí, viz kap. 6.3. Zároveň je nutné dodržet technologický postup stanovený tímto dokumentem, popř. vybraným dodavatelem gabionové konstrukce.

Vnější stabilita svahu zajištěného gabionovou stěnou splňuje požadavek na stupeň bezpečnosti 1,3.

5.5. PILOTOVÁ STĚNA

Mezní stav únosnosti pažící pilotové stěny byl posouzen jak z hlediska dočasné stability (terén dle výškové úrovně výkopu), tak z hlediska dlouhodobé stability (terén uvažován dle výškové úrovně zpevněných ploch). V případě dočasné stability bylo uplatněno snížení charakteristické hodnoty zatížení komunikace od dvounáprav součinitelem 0,8. Pažící konstrukce byla navržena z vrtaných pilot o průměru 0,6 m s osovou vzdáleností 0,7 m. V podloží se nacházejí převážně nesoudržné zeminy, u kterých by v případě větších osových vzdáleností mohlo dojít k vysypání při provádění výkopu. Pokud by se během provádění toto riziko nepotvrdilo, je možné po konzultaci s geoteknikem rozteč pilot zvětšit. Únosnost pilotové stěny se odvíjí spíše od hloubky vetknutí do únosné vrstvy než od rozteče pilot. Vnější stabilita svahu paženého pilotou stěnou splňuje požadavek na stupeň stability 1,5.

Pilotová stěna byla rozdělena na několik úseků s různými délkami pilot. Délky pilot jsou dány rozdílem mezi výškovou úrovní výkopu a úrovní komunikace, který se směrem na východ zmenšuje, a piloty se zkracují. Výškový rozdíl určuje nutnou hloubku vetknutí do dostatečně únosných vrstev podloží. V případě větších převýšení se jedná o fluvialní štěrky v hloubce zhruba 5,2 m. V části menších převýšení se jeví jako dostatečně únosná vrstva fluvialních písků v hloubce kolem 4,0 m. **Úroveň únosných vrstev byla odhadnuta na základě průzkumu [3]. V průběhu vrtání pilot a před jejich betonáží je nutné za přítomnosti geotechnika ověřit hloubku únosných vrstev a případně návrh upravit.**

Nedílnou součástí posouzení pilotové stěny je analýza jejích deformací a deformací tělesa komunikace vyvolaných její realizací. Očekávaná vodorovná deformace pilotové stěny byla určena analytickým výpočtem s využitím charakteristických hodnot zatížení a neredukovaných parametrů zeminy. Pro simulaci vlivu výstavby pilotové stěny na

těleso komunikace byla opět využita analýza MKP, kde byl před modelováním samotné pažící konstrukce a stavební jámy násyp zkonsolidován na dané hodnoty zatížení, aby bylo možné získat pouze deformace vyvolané výstavbou.

Posouzení mezního stavu únosnosti a výpočet deformací pilotové stěny je předmětem přílohy C této zprávy.

6. POSTUP A TECHNOLOGIE VÝSTAVBY

6.1. TECHNOLOGIE VÝSTAVBY GABIONOVÝCH STĚN

6.1.1. Úsek A

Realizaci gabionových stěn v úseku A je nutné provádět po etapách délky maximálně 5 m pro eliminaci rizika nadměrných deformací po zásahu do násypového tělesa komunikace. Výkop pro každou další část gabionové stěny je možné započít až po kompletním dokončení předchozího úseku stěny. Zároveň je vhodné s pracemi postupovat od východního k západnímu okraji.

Základovou spáru pod první řadou gabionů je nutné vyspádovat směrem do přilehlého trativodu ve spádu alespoň 3%. Na urovnanou a zhutněnou základovou spáru bude provedena podkladní vyrovnávací vrstva z kameniva frakce 0/32 v tloušťce 100 mm. Na takto vyrovnaný povrch bude skládána první vrstva gabionových košů o rozměrech 1x1x1 m s oky 100x50 mm, spojovaných pomocí ocelových spirál pro zajištění dostatečné únosnosti spojů. Výplň gabionů bude tvořena skládaným kamenivem frakce 63/125 dle specifikace níže. V úseku s navrženými dvěma řadami gabionových košů bude do spáry mezi spodní a horní řadou vložena výztuha z dvouzákrutové ocelové sítě s přesahem 1,5 m za rub horního gabionu, resp. 1,75 m za rub spodního gabionu, která bude svázána s gabionovou sítí. Ložnou spáru mezi dvěma řadami gabionů je nutné proštěrkovat, aby nedošlo k deformacím sítě v ložné spáře.

Zásyp rubu gabionové konstrukce je nutné provést z objemově stálé a nenamrzavé zeminy. Použití separační geotextilie na rubu konstrukce výrazně snižuje tření mezi konstrukcí a zásypem, které má významný vliv na stabilitu stěny a eliminaci deformací. Z toho důvodu doporučujeme použít inertní zásyp drceným kamenivem nebo betonovým recyklátem frakce 0/63, kdy použití separační geotextilie není nutné a zásyp zároveň splňuje požadované parametry. Při realizaci zpětného zásypu místně vykopanou zeminou (navážka škváry s příměsí jemnozrnných zemin) bez separační geotextilie může dojít k sufozi a významné změně vlastností zásypu i výplně gabionů. Případnou možnost využití vytěžených hmot v kombinaci se separační geotextilií je nutné konzultovat s geotechnikem na základě místně zjištěného charakteru vykopaných zemin.

6.1.2. Úsek C

Gabionová stěna v úseku C je tvořena pouze jednou řadou gabionových košů o rozměrech 1x1x1 m se skládanou výplní kamenivem frakce 63/125. Stěnu v úseku C vzhledem k malé výšce násypu není nutné realizovat v etapách a výkopy i výstavbu je možné provést v celé délce. Další postup výstavby je totožný s realizací úseku A, v úseku C není navrženo použití žádné výztuhy.

6.2. TECHNOLOGIE VÝSTAVBY PILOTOVÉ STĚNY

Před vrtáním pilot bude nutné pro vrtnou soupravu vybudovat dočasnou plošinu s nájezdovou rampou. Šířka pracovního prostoru nezbytného pro pilotovací soupravu

bude upřesněna na základě technologických možností zhotovitele. Pro přesné umístění vrtů projektant doporučuje použití betonové šablony, případně vodících zádek. Provozní plochu pro pilotovací soupravu převezme geotechnický dozor.

Realizace vrtů průměru 600 mm bude probíhat pod ocelovou výpažnicí v celé délce vrtu z důvodu výskytu zvodnělých nesoudržných zemin. Před betonáží pilot je nutná kontrola a vyčištění základové spáry v patě piloty a kontrola hloubky vetknutí do únosného podloží geotechnickým dozorem.

Do připravených vrtů zapažených výpažnicí bude vložen armokoš dle specifikace s dodržáním krycí vrstvy po obvodu piloty 70 mm, v patě piloty 100 mm, s přesahem výztuže do hlavového trámu. Betonáž piloty bude probíhat za současného vytahování výpažnice tak, aby nedošlo k zaplavení vrtu. Úroveň hlavy piloty bude přebetonována (min. 500 mm dle [12]) tak, aby ve finální předepsané výškové úrovni hlavy piloty byl zdravý beton bez znečištění zeminou. Po technologické přestávce, úpravě a začištění hlavy piloty bude osazeno bednění hlavového trámu. Armatura trámu bude svázána s armokošem pilot a následně bude vybetonován trám o rozměrech 0,7x0,3 m. Při první betonáži bude trám zarovnávat hlavy piloty v podélném spádu dle přilehlého chodníku. Pilotová stěna tvoří jeden dilatační celek.

Po technologické přestávce a kontrole pevnosti betonu lze provést vyhloubení před pilotovou stěnou na projektovanou úroveň výkopů. Odtěžování zeminy je nutné realizovat tak, aby byl výkop řádně odvodněn. Takto obnažená stěna bude začištěna a připravena pro dokončovací práce.

Na provedenou pilotovou stěnu bude přikotven obklad tloušťky 0,3 m z gabionových košů. Technologii kotvení gabionových košů do betonové konstrukce je nutné specifikovat zhotovitelem. Koše budou následně vyskládány kamenivem frakce 63/125 mm. Materiály použité v gabionovém obkladu mají stejnou specifikaci jako opěrné gabionové stěny.

Postup zhotovení pilotové stěny v bodech:

- Sejmутí ornice
- Příprava provozní plochy pro pilotovací soupravu (odsouhlasit dozorem)
- Geodetické vytyčení polohy os pilot
- Zhotovení jednotlivých vrtů zapažených ocelovými pažnicemi v celé délce
- Přípravné práce před betonáží (vyčištění vrtu, osazení armokoše)
- Betonáž a vytažení výpažnic
- Technologická přestávka – 5 dní
- Výkop pro osazení bednění hlavového trámu
- Vyztužení a betonáž hlavového trámu do bednění
- Technologická přestávka – 5 dní
- Odbednění hlavového trámu
- Odtěžení zeminy na úroveň výkopu, začištění stěny – po 28 dnech od dobetonování pilotové stěny
- Provedení gabionového obkladu
- Další dokončovací práce – urovnání zemní pláně pro výstavbu zpevněných ploch a svahování upravovaného terénu

6.3. SPECIFIKACE MATERIÁLŮ

Pro gabionové stěny budou použity gabionové koše o rozměrech 1x1x1 m s oky 100x50 mm z drátů o průměru 4 mm s pevností v tahu min. 40 kN/m. Gabionové koše budou spojovány ocelovými spirálami z drátu průměru 4 mm. Výztuha v ložné spáře

gabionů bude tvořena ocelovou dvouzákrutovou sítí s oky 80x100 mm s tloušťkou drátu 3 mm s protikorozi ochranou (povlak PVC). Variantně lze jako výztuhu použít gabionovou síť, ta však musí splňovat minimální pevnost v tahu 40 kN/m a požadavek na garantovanou protikorozi odolnost v trvale vlhkém prostředí!

Gabionový koš bude vyskládán kamenivem frakce 63/125 ze zdravé horniny objemové tíhy min. 2400 kg/m³ (lze použít např. čedič nebo vápenec). Pro zajištění trvanlivosti konstrukce je nutné zajistit co nejnížší nasákavost kameniva pro snížení rizika rozpadu kamene při promrznutí. Nasákavost by neměla přesáhnout 1%. Tvar fragmentů výplně má být pravidelný. Skládanou výplň nelze nahradit volně sypaným kamenivem.

Beton pro výstavbu pilot a hlavového trámu je pevnostní třídy C30/37 stupeň vlivu prostředí XC2, XA2, XF2. Pro všechny typy navržené výztuže bude použita betonářská výztuž B500 B dle ČSN 42 0139. Krycí vrstva na dně piloty bude min. 100 mm, u dříku pilot min. 70 mm. Piloty budou vyztuženy 10 podélnými dráty průměru 16 mm a spirálou průměru 10 mm v rozteči 300 mm. Hlavový trám bude vyztužen podélnou výztuží 10x profil 16 mm a smykovou výztuží třmínky profilu 10 mm v rozteči 250 mm. Schéma vyztužení je patrné z výkresové přílohy 5.

6.4. VÝROBNÍ TOLERANCE A POŽADAVKY NA PŘESNOST

Přípustné odchylky při výstavbě pilot podléhají TKP 16 – Piloty a podzemní stěny, kapitola 16.6. Gabionová stěna bude prováděna v souladu s TKP 30 – Speciální zemní konstrukce – kapitola C.6.

7. BEZPEČNOST A OCHRANA ZDRAVÍ PŘI PRÁCI

Při provádění stavebních prací na staveništi je nutné dodržovat v průběhu celé stavby předpisy k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci, ustanovení technických norem a plnit bezpečnostní a hygienické předpisy platné v době realizace stavby.

V úseku stavby, kde dochází ke střetu s dopravní infrastrukturou je nutné specifikovat rizika a přijmout potřebná opatření k zabránění ohrožení veřejnosti. Zhotovitel je povinen postupovat dle platných bezpečnostních předpisů vydaných správcem dopravní cesty (komunikace Lidická).

8. ZÁVĚR A DOPORUČENÍ

Při realizaci stavebního objektu je nutná účast geotechnického dozoru na stavbě převážně pro:

- odsouhlasení úrovně pilotáže
- dokumentaci vrtů pilot
- kontrolu začištění vrtů a hloubky vetknutí do únosného podloží
- převzetí základové spáry gabionových stěn
- dohled nad realizací dočasného svahování v úseku gabionové stěny A (realizace v etapách délky max. 5 m)

V řadě provedených výpočtů bylo nutné provést určitý odhad vlastností zemin, zejména co se týká hmot v násypovém tělese komunikace, jejichž charakter nebyl zastiženo v žádné z provedených sond. Pro získání přesnější představy autoři projektu důrazně doporučují před zahájením výstavby provedení doplňkového geotechnického průzkumu pro ověření parametrů násypu a jeho podloží.

Při zjištění geologických poměrů významně odlišných, než jaké byly při návrhu předpokládány, je nutné přivolání geotechnika a případné kontaktování projektanta pro zhodnocení nutnosti úpravy návrhu. To platí pro všechny fáze výstavby.

Provedení pilotové stěny je nutné podrobně kontrolovat se záznamem do protokolu o provedení pilot. Projektant považuje za samozřejmé převzetí výztuže jednotlivých železobetonových konstrukcí před jejich zabetonováním, včetně záznamu o skutečné poloze a průměrech výztužných vložek.

Před zahájením stavby budou vytyčeny osy pilot a líc gabionové stěny. Projektant doporučuje po skončení pilotážních prací kontrolní zaměření jejich polohy.

PŘÍLOHA A – DOČASNÁ STABILITA SVAHU VÝKOPU

A.1 VÝPOČET STABILITY SVAHU

Vstupní data

Projekt

Akce : Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení - Bohumín
 Část : SO 11-23-01
 Popis : Stabilita svahovaného výkopu
 Vypracoval : Ing. Tereza Poklopová
 Datum : 04.03.2021
 Číslo zakázky : 2021 - 063

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard
 Metodika posouzení : stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti			
Dočasná návrhová situace			
Stupeň bezpečnosti :	SF _s =	1,20	[-]

Parametry zemín

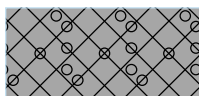
Y - Navážka

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 1,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$



Y - G3 G-F škvára kyprá/středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 12,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 13,00 \text{ kN/m}^3$



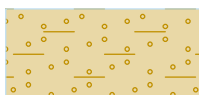
Q1 - F6 CI jíl tuhý

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 22,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 12,00 \text{ kPa}$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$



Q2 - S5 SC písek jílovitý

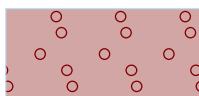
Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 26,00^\circ$



Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00$ kPa
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50$ kN/m³

Q3 - G3 G-F štěrk ulehý

Objemová tíha : $\gamma = 19,00$ kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 36,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00$ kPa
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³

**N1 - F8 CH neogenní prach. jíly**

Objemová tíha : $\gamma = 20,50$ kN/m³
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 14,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 20,00$ kPa
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,50$ kN/m³

**Přetížení**

Číslo	Typ	Působení	Umístění z [m]	Počátek x [m]	Délka l [m]	Šířka b [m]	Sklon α [°]	Velikost		
								q, q ₁ , f, F, x	q ₂ , z	jednotka
1	pásové	proměnné	na povrchu	x = 0,10	l = 1,50		0,00	3,00		kN/m ²
2	pásové	proměnné	na povrchu	x = 1,70	l = 3,00		0,00	9,00		kN/m ²
3	pásové	proměnné	na povrchu	x = 4,70	l = 3,00		0,00	6,00		kN/m ²
4	pásové	proměnné	na povrchu	x = 7,70	l = 1,50		0,00	3,00		kN/m ²
5	pásové	proměnné	na povrchu	x = 9,30	l = 1,50		0,00	3,00		kN/m ²
6	pásové	proměnné	na povrchu	x = 1,70	l = 3,00		0,00	35,55		kN/m ²
7	pásové	proměnné	na povrchu	x = 4,70	l = 3,00		0,00	23,70		kN/m ²

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	Chodník
2	Pruh 1
3	Pruh 2
4	Zbýv. plocha
5	Chodník
6	Soustředěné pruh 1
7	Soustředěné pruh 2

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky (Fáze budování 1)**Výpočet 1 (fáze 1)****Posouzení stability svahu (Bishop)**

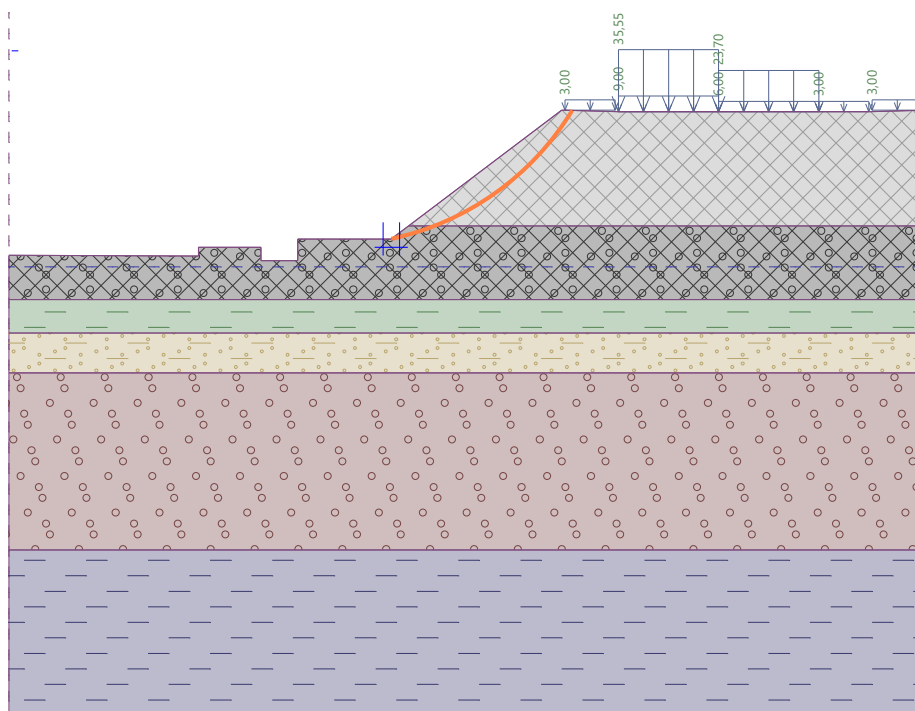
Sumace aktivních sil : $F_a = 39,54$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 45,22$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 331,31 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 378,94 \text{ kNm/m}$

Stupeň bezpečnosti = **1,14**



A.2 VÝPOČET DEFORMACÍ MKP

Topologie

Projekt

Akce : Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení - Bohumín

Část : SO 11-23-01

Popis : Deformace svahovaného výkopu

Vypracoval : Ing. Tereza Poklopová

Datum : 04.03.2021

Číslo zakázky : 2021 - 063

Celkové nastavení výpočtu

Geometrie úlohy : Rovinná

Typ výpočtu : Napjatost

Výpočet primární napjatosti (1. fáze) : Geostatická napjatost

Parametry zemin

Y - Navážka

Materiálový model : Mohr - Coulomb modifikovaný

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$

Modul pružnosti : $E = 25,00 \text{ MPa}$

Modul odtížení / přitížení : $E_{ur} = 65,00 \text{ MPa}$

Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$

Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$

Úhel dilatance : $\psi = 0,00^\circ$

Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$



Y - G3 G-F škvára kyprá/středně ulehlá

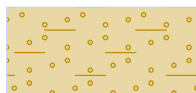
Materiálový model :	Mohr - Coulomb modifikovaný
Objemová tíha :	γ = 12,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,25
Modul pružnosti :	E = 10,00 MPa
Modul odtížení / přitížení :	E_{ur} = 29,00 MPa
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 30,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0,00 kPa
Úhel dilatance :	ψ = 0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 13,00 kN/m ³

**Q1 - F6 CI jíl tuhý**

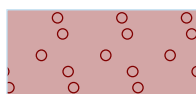
Materiálový model :	Mohr - Coulomb modifikovaný
Objemová tíha :	γ = 20,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,40
Modul pružnosti :	E = 3,00 MPa
Modul odtížení / přitížení :	E_{ur} = 10,00 MPa
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 22,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 12,00 kPa
Úhel dilatance :	ψ = 0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 21,00 kN/m ³

**Q2 - S5 SC písek jílovitý**

Materiálový model :	Mohr - Coulomb modifikovaný
Objemová tíha :	γ = 18,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,35
Modul pružnosti :	E = 13,00 MPa
Modul odtížení / přitížení :	E_{ur} = 36,00 MPa
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 26,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 5,00 kPa
Úhel dilatance :	ψ = 0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 19,50 kN/m ³

**Q3 - G3 G-F štěrk ulehlý**

Materiálový model :	Mohr - Coulomb modifikovaný
Objemová tíha :	γ = 19,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,25
Modul pružnosti :	E = 40,00 MPa
Modul odtížení / přitížení :	E_{ur} = 98,00 MPa
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 36,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 0,00 kPa
Úhel dilatance :	ψ = 0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} = 20,00 kN/m ³

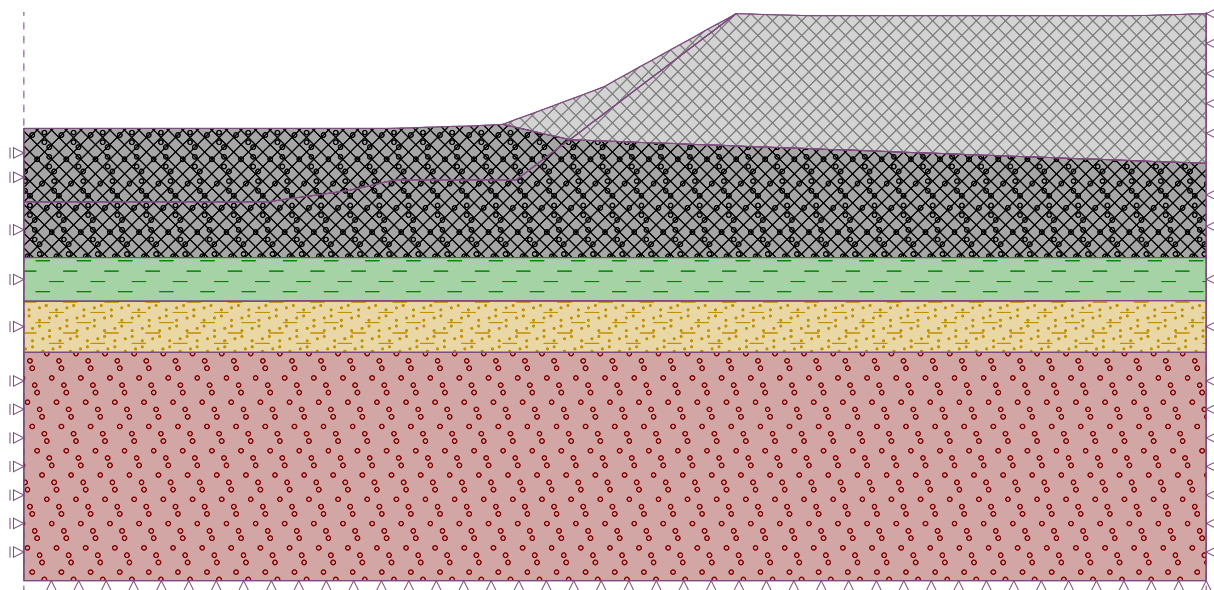
**N1 - F8 CH neogenní prach. jíly**

Materiálový model :	Mohr - Coulomb modifikovaný
Objemová tíha :	γ = 20,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν = 0,42
Modul pružnosti :	E = 7,00 MPa
Modul odtížení / přitížení :	E_{ur} = 14,00 MPa
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} = 14,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} = 20,00 kPa
Úhel dilatance :	ψ = 0,00 °



Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 21,50 kN/m³

Fáze budování 1 – geostatická napjatost



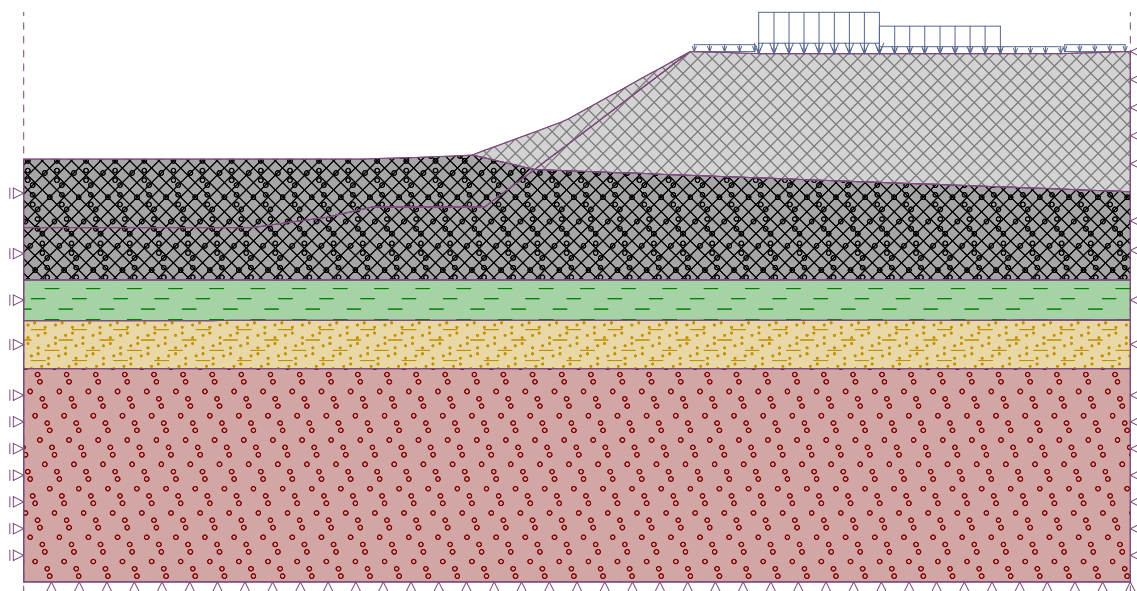
Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

Nastavení výpočtu : **standardní**

Dosažené zatížení = 100,00 %

Fáze budování 2 – konsolidace násypu



Přetížení

Číslo	Přetížení		Typ	Umístění / Bod 1 z [m] / x ₁ [m]	Počátek / Bod 1 x [m] / z ₁ [m]	Délka / Bod 2 l [m] / x ₂ [m]	Šířka / Bod 2 b [m] / z ₂ [m]	Sklon α [°]	Velikost		
	nové	změna							q, q ₁ , f, F	q ₂	jednotka
1	Ano		pásové	na povrchu	x = 0,10	l = 1,50		0,00	3,00		kN/m ²
2	Ano		pásové	na povrchu	x = 1,70	l = 3,00		0,00	9,00		kN/m ²
3	Ano		pásové	na povrchu	x = 4,70	l = 3,00		0,00	6,00		kN/m ²
4	Ano		pásové	na povrchu	x = 7,70	l = 1,50		0,00	3,00		kN/m ²
5	Ano		pásové	na povrchu	x = 9,30	l = 1,50		0,00	3,00		kN/m ²
6	Ano		pásové	na povrchu	x = 1,70	l = 3,00		0,00	35,55		kN/m ²
7	Ano		pásové	na povrchu	x = 4,70	l = 3,00		0,00	23,70		kN/m ²

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	Chodník
2	Pruh 1
3	Pruh 2
4	Zbýv. plocha
5	Chodník
6	Soustředěné pruh 1
7	Soustředěné pruh 2

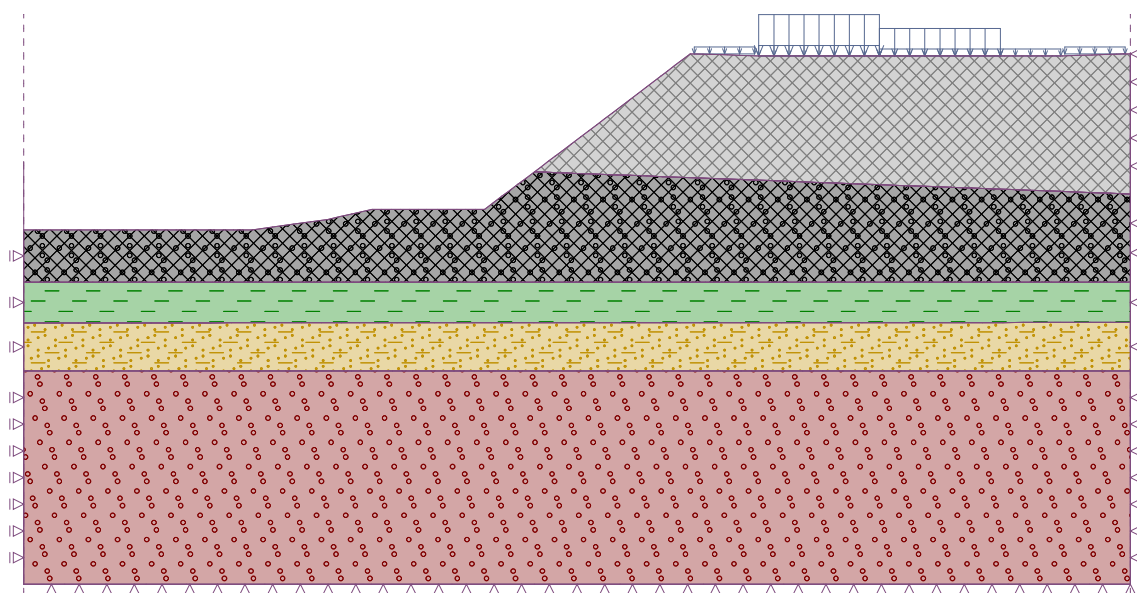
Výsledky (Fáze budování 2)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

Nastavení výpočtu : **standardní**

Dosažené zatížení = 100,00 %

Fáze budování 3 – výkop



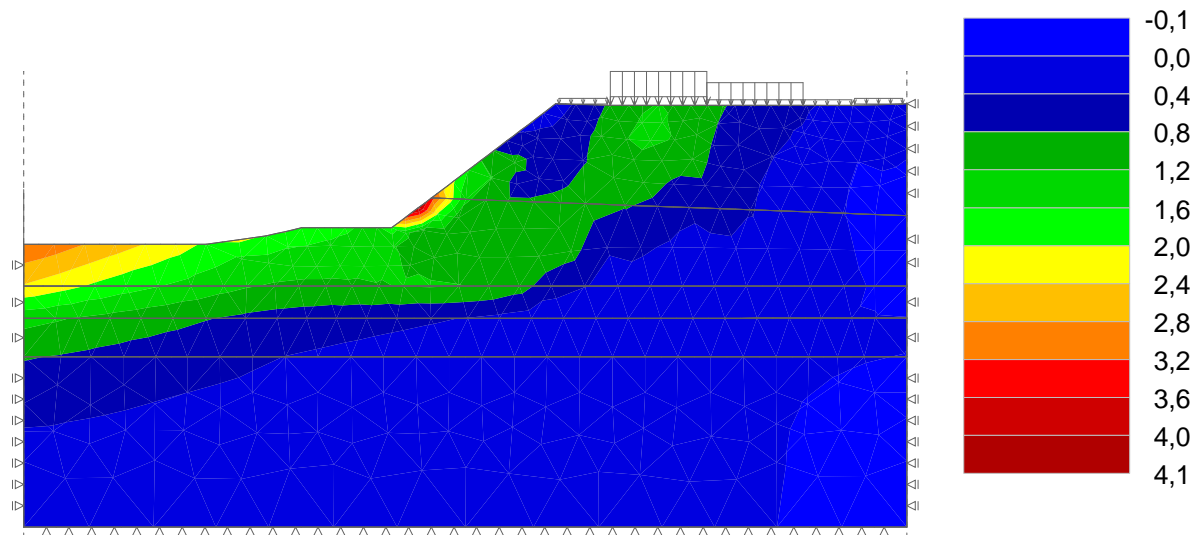
Výsledky (Fáze budování 3)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

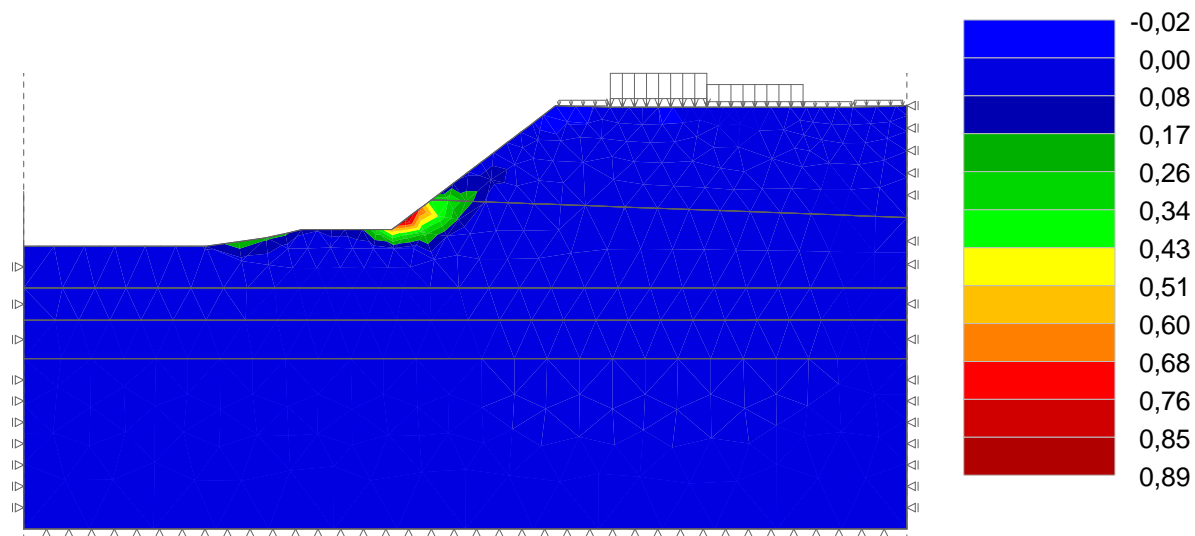
Nastavení výpočtu : **uživatelské**

Dosažené zatížení = 100,00 %

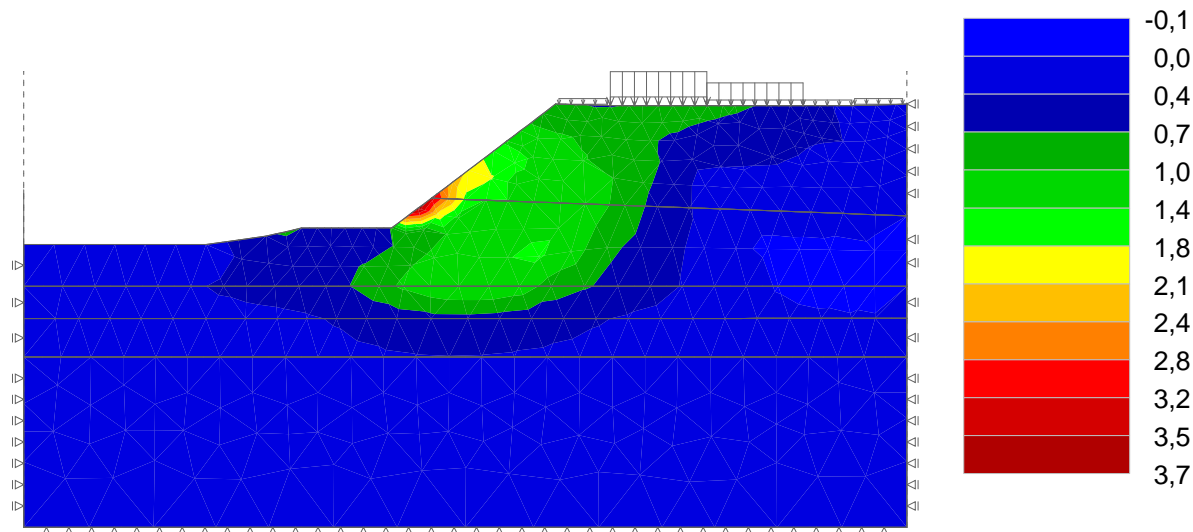
Výsledky : oproti předchozí fázi; veličina : Výslednice posunutí $|d|$; rozsah : $<-0,1; 4,1>$ mm



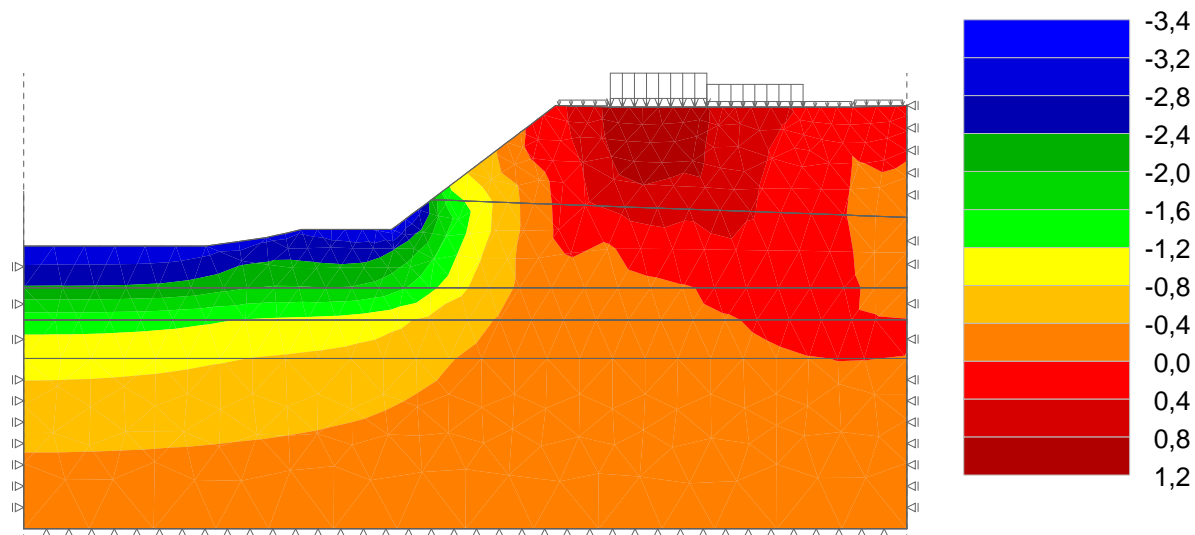
Výsledky : oproti předchozí fázi; veličina : Plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$; rozsah : $<-0,02; 0,89>$ %



Výsledky : oproti předchozí fázi; veličina : Posunutí d_x ; rozsah : $<-0,1; 3,7>$ mm



Výsledky : oproti předchozí fázi; veličina : Posunutí d_z ; rozsah : $<-3,4; 1,2>$ mm



PŘÍLOHA B – POSUDEK GABIONOVÉ STĚNY

Vstupní data

Projekt

Akce : Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení - Bohumín
 Část : SO 11-23-01
 Popis : Gabionová opěrná stěna
 Vypracoval : Ing. Tereza Poklopová
 Datum : 12.05.2021
 Číslo zakázky : 2021 - 063

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Tvar zemního klínu : počítat šikmý
 Dovolená excentricita : 0,333
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 3 - redukce zatížení GEO, STR a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$			1,00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,40 [-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00 [-]

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení		
Trvalá návrhová situace		
Součinitel kombinační hodnoty :	$\psi_0 =$	0,70 [-]
Součinitel časté hodnoty :	$\psi_1 =$	0,50 [-]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	$\psi_2 =$	0,30 [-]

Součinitele redukce zatížení (F)					
Seismická návrhová situace					
		Stav STR		Stav GEO	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,00 [-]	0,00 [-]	1,00 [-]	0,00 [-]

Součinitele redukce zatížení (F)									
Seismická návrhová situace									
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$						1,00	[-]	
Součinitele redukce materiálu (M)									
Seismická návrhová situace									
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$						1,00	[-]	
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$						1,00	[-]	
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$						1,00	[-]	
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$						1,00	[-]	

Materiály bloků - výplň

Číslo	Název	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
1	Gabion - skládaná výplň frakce 63/125	11,50	40,00	0,00

Materiály bloků - pletivo

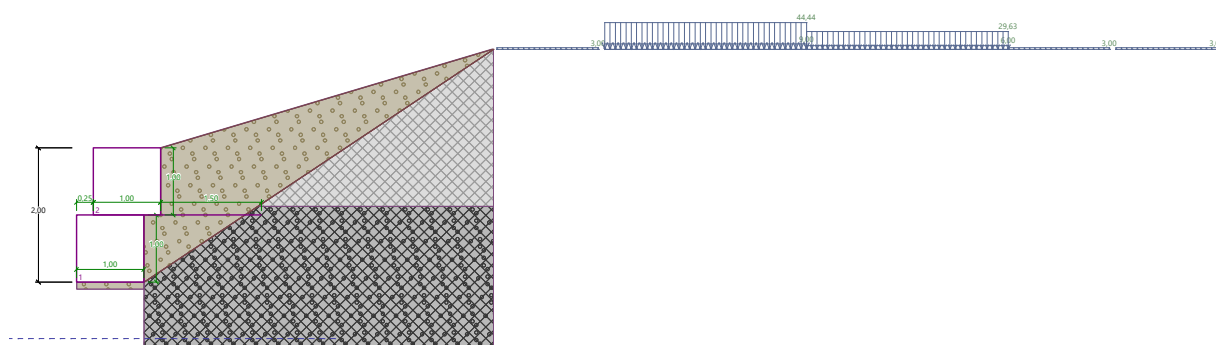
Číslo	Název	Pevnost sítě R_t [kN/m]	Vzdálenost svislých sítí v [m]	Únosnost čelního spoje R_s [kN/m]
1	Gabion - skládaná výplň frakce 63/125	40,00	1,00	40,00

Geometrie konstrukce

Číslo	Šířka b [m]	Výška h [m]	Odskok a [m]	Materiál
2	1,00	1,00	0,25	Gabion - skládaná výplň frakce 63/125
1	1,00	1,00	-	Gabion - skládaná výplň frakce 63/125

Číslo	Přesah sítě	Přesah l [m]	Únosnost R_t [kN/m ²]	Materiál
2	Ano	1,50	40,00	Gabion - skládaná výplň frakce 63/125
1	Ne	-	-	Gabion - skládaná výplň frakce 63/125

Sklon gabionu = 0,00 °
 Celková výška = 2,00 m
 Celk. objem zdi = 2,00 m³/m



Parametry zemín**Y - Navážka**

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 1,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 23,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Y - G3 G-F škvára kyprá/středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 12,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 1,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 20,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 13,00 \text{ kN/m}^3$

Q1 - F6 CI jíl tuhý

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 22,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 12,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 14,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Q2 - S5 SC písek jílovitý

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 26,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 5,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 17,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Q3 - G3 G-F štěrk ulehlý

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 36,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 24,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

N1 - F8 CH neogenní prach. jíly

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 14,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 20,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 9,00^\circ$
 Zemina : soudržná

Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Zásyp

Objemová tíha : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 21,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Zásyp za konstrukcí

Přiřazená zemina : Zásyp
 Sklon = $33,72^\circ$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	0,87	0,00 .. 0,87	Y - Navážka	
2	2,95	0,87 .. 3,82	Y - G3 G-F škvára kyprá/středně ulehlá	
3	1,00	3,82 .. 4,82	Q1 - F6 CI jíl tuhý	
4	1,20	4,82 .. 6,02	Q2 - S5 SC písek jílovitý	
5	5,30	6,02 .. 11,32	Q3 - G3 G-F štěrk ulehlý	
6	-	11,32 .. ∞	N1 - F8 CH neogenní prach. jíly	

Založení

Typ založení : základový pas
 Zemina tvořící základ - Zásyp

Geometrie

Tloušťka základu $h = 0,10 \text{ m}$
 Vysazení vlevo $b_l = 0,00 \text{ m}$
 Vysazení vpravo $b_p = 0,00 \text{ m}$

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je ve sklonu 1: 3,36 (úhel sklonu je $16,57^\circ$).
 Výška náspu je 1,47 m, délka náspu je 4,93 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 2,84 m
 Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 2,84 m

Zadaná plošná přetížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	3,00		5,00	1,50	na terénu

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
2	Ano		proměnné	9,00		6,60	3,00	na terénu
3	Ano		proměnné	6,00		9,60	3,00	na terénu
4	Ano		proměnné	3,00		12,60	1,50	na terénu
5	Ano		proměnné	3,00		14,20	1,50	na terénu
6	Ano		proměnné	44,44		6,60	3,00	na terénu
7	Ano		proměnné	29,63		9,60	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Chodník
2	Pruh 1
3	Pruh 2
4	Zbýv. plocha
5	Chodník
6	Soustředěné pruh 1
7	Soustředěné pruh 2

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Celkové nastavení výpočtu

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 46,47 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 11,31 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

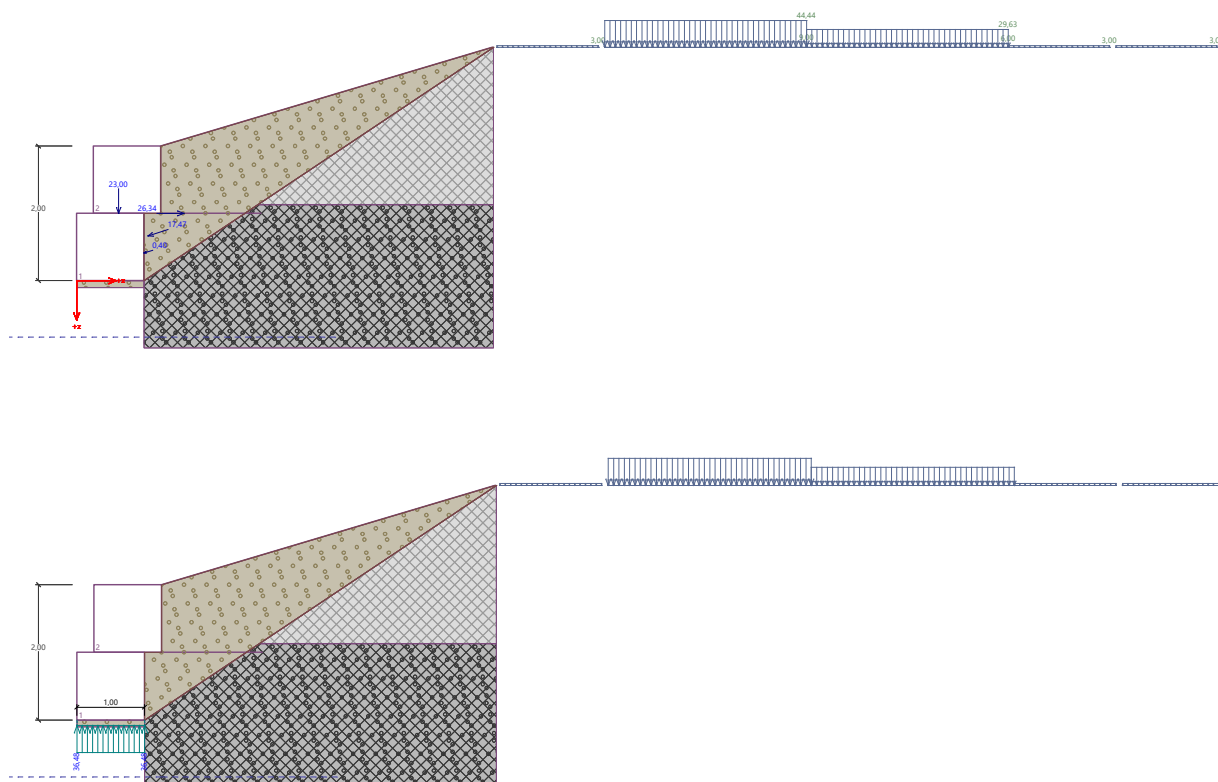
Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 42,26 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 17,15 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 36,48 kPa



Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-31,17	36,48	-18,41	0,000	36,48
2	-20,95	28,43	-9,19	0,000	28,43

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-23,61	27,77	-13,90

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 36,48$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 90,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Posouzení pracovní spáry nad blokem čís.: 1

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 7,07 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 1,39 \text{ kNm/m}$

Spára na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 39,00 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 4,16 \text{ kN/m}$

Spára na posunutí VYHOVUJE

Maximální napětí na spodní blok = 18,44 kPa

Souč.redukce odskokem hor.bloku = 0,70

Průměrná hodnota tlaku na čelo = 6,79 kPa

Smyková síla přenášená třením = 11,31 kN/m

Únosnost na boční tlak:

Únosnost spoje = 40,00 kN/m

Spočtené namáhání = 3,40 kN/m

Posouzení na boční tlak VYHOVUJE

Posouzení spáry mezi bloky:

Únosnost materiálu sítě = 40,00 kN/m

Spočtené namáhání = 3,40 kN/m

Spára mezi bloky VYHOVUJE

Výpočet stability svahu

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti			
Trvalá návrhová situace			
Stupeň bezpečnosti :	$SF_s =$	1,30	[-]

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 50,67 \text{ kN/m}$

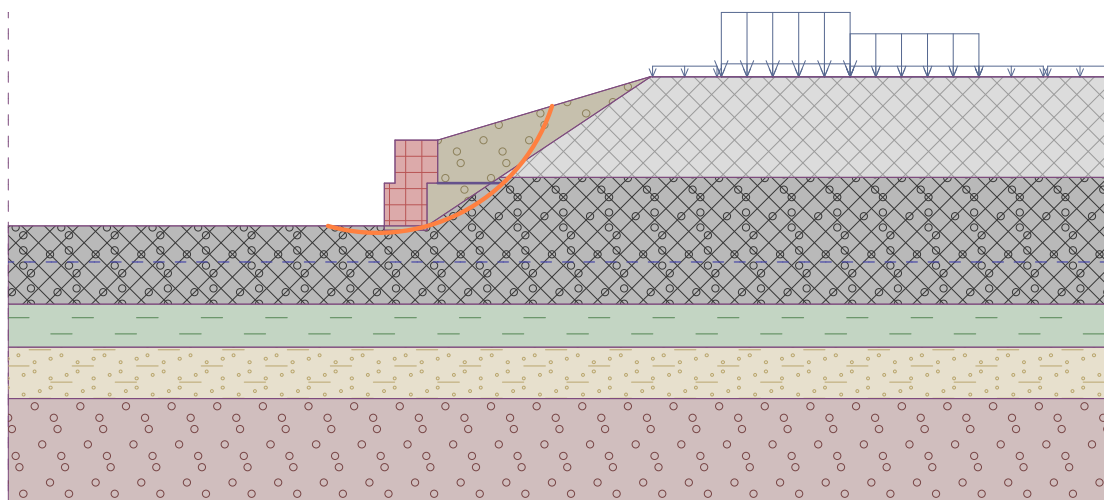
Sumace pasivních sil : $F_p = 66,29 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 216,37 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 283,05 \text{ kNm/m}$

Stupeň bezpečnosti = 1,31 > 1,30

Stabilita svahu VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 2)

Zemětřesení

Faktor vodorovné akcelerace $K_h = 0,1120$

Faktor svislé akcelerace $K_v = 0,0560$

Voda pod hladinou spodní vody je vázaná.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : seismická

Posouzení čís. 1 (Fáze budování 2)

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 47,12 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 17,12 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

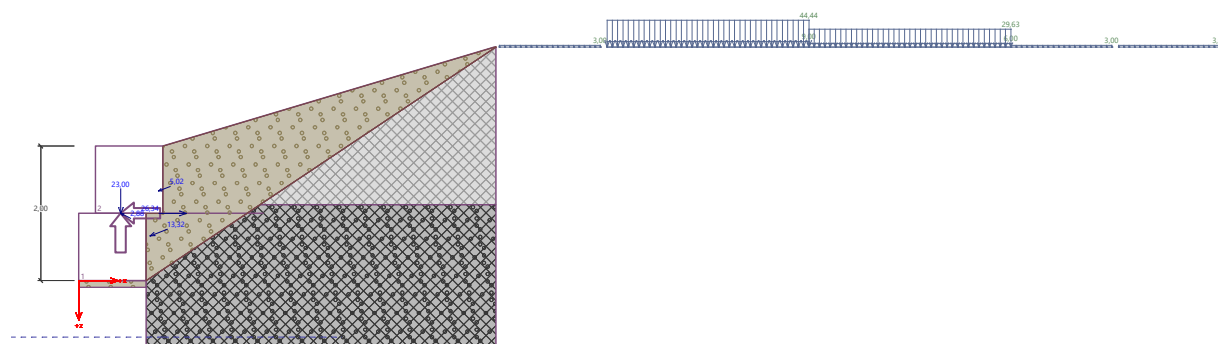
Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 46,15 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 19,70 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 28,29 kPa



Únosnost základové půdy (Fáze budování 2)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [-]	Napětí [kPa]
1	-15,86	28,29	-6,64	0,000	28,29

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-15,86	28,29	-6,64

Posouzení únosnosti základové půdy

Tvar napětí v základové půdě : obdélník

Posouzení excentricity

Max. excentricita normálové síly $e = 0,000$

Maximální dovolená excentricita $e_{alw} = 0,333$

Excentricita normálové síly VYHOVUJE

Posouzení únosnosti základové spáry

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 28,29$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 90,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1 (Fáze budování 2)

Posouzení pracovní spáry nad blokem čís.: 1

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 7,07$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 2,46$ kNm/m

Spára na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 40,89$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 5,57$ kN/m

Spára na posunutí VYHOVUJE

Maximální napětí na spodní blok $= 16,95$ kPa

Souč.redukce odskokem hor.bloku = 0,70
 Průměrná hodnota tlaku na čelo = 5,07 kPa
 Smyková síla přenášená třením = 10,49 kN/m

Únosnost na boční tlak:

Únosnost spoje = 40,00 kN/m
 Spočtené namáhání = 2,54 kN/m

Posouzení na boční tlak VYHOVUJE

Posouzení spáry mezi bloky:

Únosnost materiálu sítě = 40,00 kN/m
 Spočtené namáhání = 2,54 kN/m

Spára mezi bloky VYHOVUJE

Výpočet stability svahu

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : seismická

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 60,45$ kN/m

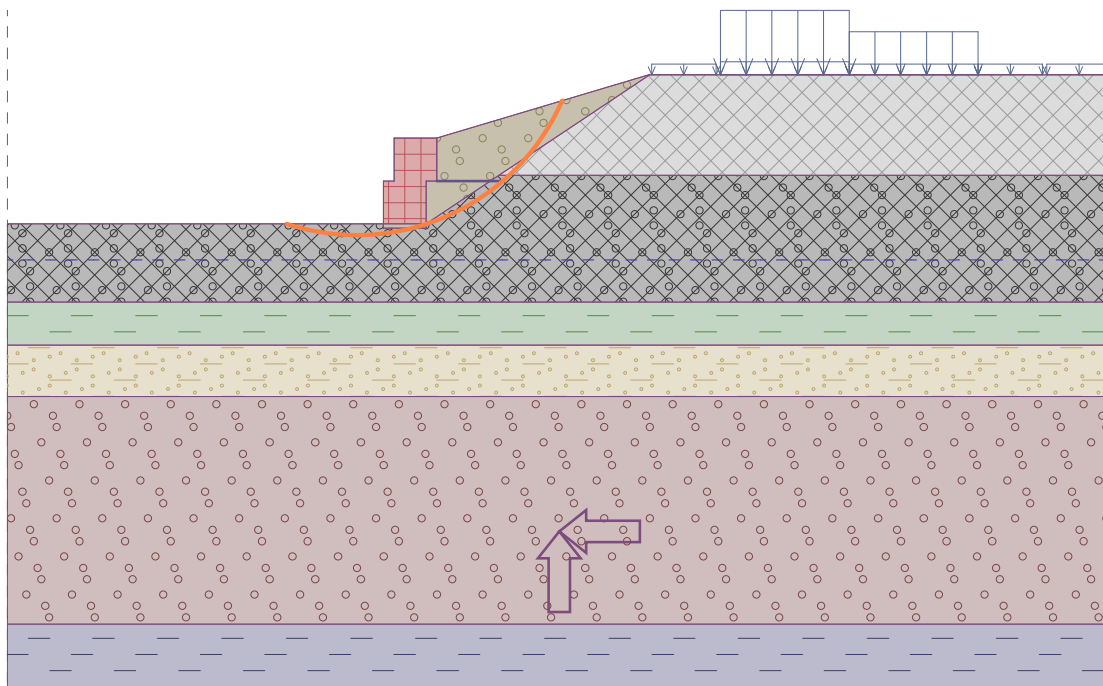
Sumace pasivních sil : $F_p = 65,08$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 315,52$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 339,74$ kNm/m

Stupeň bezpečnosti = 1,08 > 1,00

Stabilita svahu VYHOVUJE



PŘÍLOHA C – STATICKÝ VÝPOČET PILOTOVÉ STĚNY

C.1 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI

Vstupní data

Projekt

Akce : Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení - Bohumín
 Část : SO 11-23-01
 Popis : Pilotová opěrná stěna
 Vypracoval : Ing. Tereza Poklopová
 Datum : 04.03.2021
 Číslo zakázky : 2021 - 063

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet tlaků

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
 Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
 Metoda výpočtu : závislé tlaky
 Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
 Modul reakce podloží : standardní
 Redukovat modul reakce podloží pro záporové pažení
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 1 - redukce zatížení a materiálu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]		1,00 [-]	

Součinitele redukce materiálu (M)			
Trvalá návrhová situace			
		Kombinace 1	Kombinace 2
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]	1,25 [-]
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]	1,40 [-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce zatížení (F)					
Dočasná návrhová situace					
		Kombinace 1		Kombinace 2	
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]

Součinitele redukce zatížení (F)							
Dočasná návrhová situace							
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]	1,30 [-]	0,00 [-]		
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]		1,00 [-]			

Součinitele redukce materiálu (M)							
Dočasná návrhová situace							
		Kombinace 1		Kombinace 2			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]		1,25 [-]			
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]		1,25 [-]			
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]		1,40 [-]			
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00 [-]		1,00 [-]			

Součinitele redukce zatížení (F)							
Seismická návrhová situace							
		Kombinace 1		Kombinace 2			
		Nepříznivé	Příznivé	Nepříznivé	Příznivé		
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]	1,00 [-]		
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,00 [-]	0,00 [-]	1,00 [-]	0,00 [-]		
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,00 [-]		1,00 [-]			

Součinitele redukce materiálu (M)							
Seismická návrhová situace							
		Kombinace 1		Kombinace 2			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_\phi =$	1,00 [-]		1,00 [-]			
Součinitel redukce efektivní soudržnosti :	$\gamma_c =$	1,00 [-]		1,00 [-]			
Součinitel redukce neodv. smykové pevnosti :	$\gamma_{cu} =$	1,00 [-]		1,00 [-]			
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_v =$	1,00 [-]		1,00 [-]			

Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 8,00 m

Název průřezu : Pilotová stěna d = 0,60 m; a = 0,70 m

Materiál piloty : beton

Spočtený koeficient redukce tlaku pod dnem jámy = 1,00

Plocha průřezu A = 4,04E-01 m²/m

Moment setrvačnosti I = 9,09E-03 m⁴/m

Modul pružnosti E = 33000,00 MPa

Modul pružnosti ve smyku G = 13750,00 MPa

Materiál konstrukce

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

Beton: C 30/37

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 30,00$ MPa

Pevnost v tahu $f_{ctm} = 2,90$ MPa

Modul pružnosti $E_{cm} = 33000,00$ MPa

Modul pružnosti ve smyku $G = 13750,00 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500

Mez kluzu $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Modul reakce podloží

Modul reakce podloží počítán podle teorie Schmitt.

Parametry zemin

Y - Navážka

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 1,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 23,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 25,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,30$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Y - G3 G-F škvára kyprá/středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 12,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 20,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 10,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 13,00 \text{ kN/m}^3$

Q1 - F6 CI jíl tuhý

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 22,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 12,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 14,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 3,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Q2 - S5 SC písek jílovitý

Objemová tíha : $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 26,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 17,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{def} = 13,00 \text{ MPa}$

Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

Q3 - G3 G-F štěrk ulehlý

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 36,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 24,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 40,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,25$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

N1 - F8 CH neogenní prach. jíly

Objemová tíha : $\gamma = 20,50 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 14,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 20,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 9,00^\circ$
 Zemina : soudržná
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
 Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 7,00 \text{ MPa}$
 Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,82	0,00 .. 1,82	Y - Navážka	
2	2,20	1,82 .. 4,02	Y - G3 G-F škvára kyprá/středně ulehlá	
3	1,00	4,02 .. 5,02	Q1 - F6 CI jíl tuhý	
4	1,20	5,02 .. 6,22	Q2 - S5 SC písek jílovitý	
5	5,30	6,22 .. 11,52	Q3 - G3 G-F štěrk ulehlý	
6	-	11,52 .. ∞	N1 - F8 CH neogenní prach. jíly	

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 2,21 m.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3,03 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 3,03 m

Podloží u paty konstrukce je propustné.

Hydraulický gradient = 0,00

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přetížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	Ano		proměnné	3,00		0,24	1,50	na terénu
2	Ano		proměnné	9,00		1,86	3,00	na terénu
3	Ano		proměnné	6,00		4,86	3,00	na terénu
4	Ano		proměnné	3,00		7,86	1,50	na terénu
5	Ano		proměnné	3,00		9,48	1,50	na terénu
6	Ano		proměnné	35,55		1,86	3,00	na terénu
7	Ano		proměnné	23,70		4,86	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Chodník
2	Pruh 1
3	Pruh 2
4	Zbýv. plocha
5	Chodník
6	Soustředěné pruh 1
7	Soustředěné pruh 2

Celkové nastavení výpočtu

Počet dělení stěny na konečné prvky = 100

Vlastní výpočet mezních tlaků : redukovat podle kombinace 2

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{a,min} = 0,20\sigma_z$

Nastavení výpočtu fáze

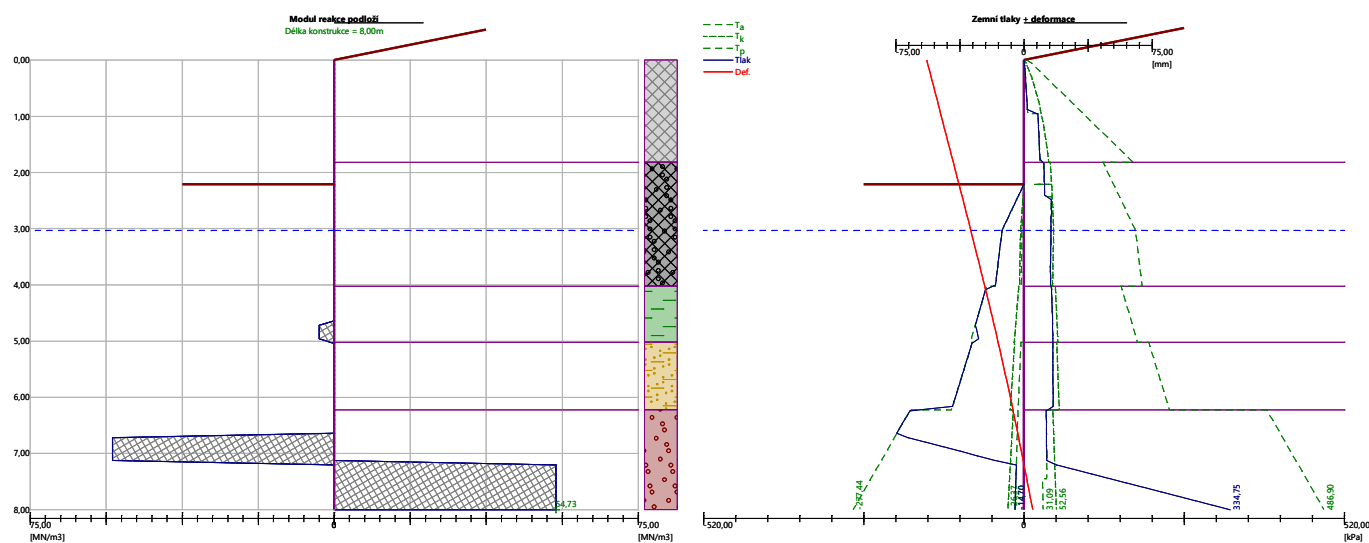
Návrhová situace : dočasná

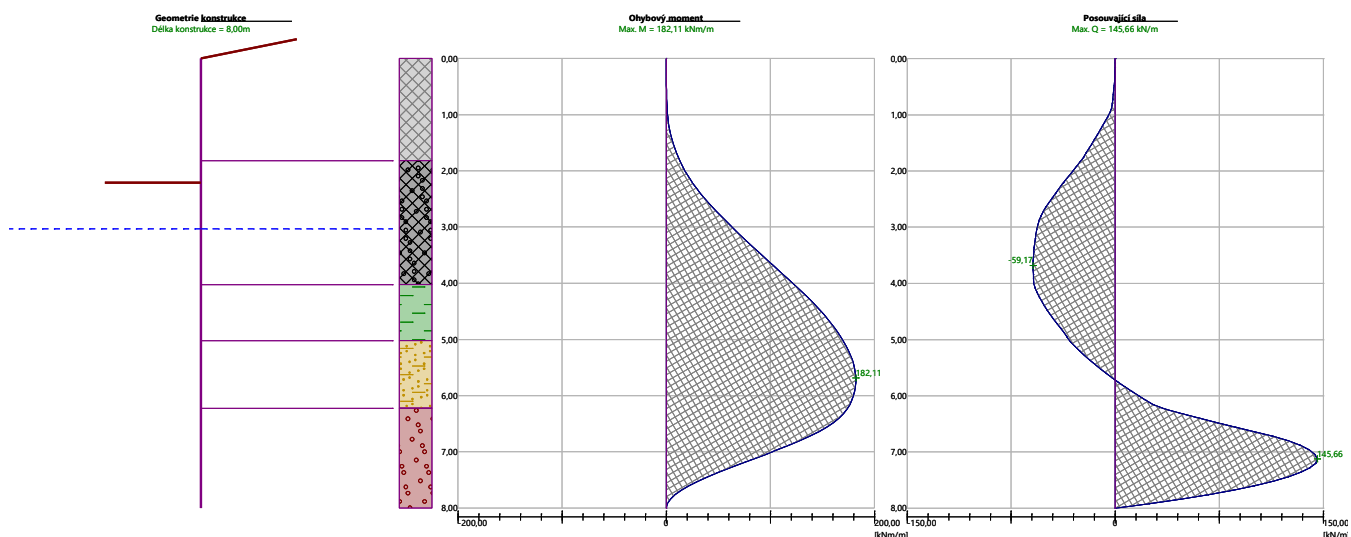
Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální posouvající síla = 145,66 kN/m

Maximální moment = 182,11 kNm/m

Maximální deformace = 56,9 mm





Výpočet stability svahu

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti		
Dočasná návrhová situace		
Stupeň bezpečnosti :	SF _s =	1,30 [-]

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : dočasná

Výsledky (Fáze budování 1)

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 338,48 \text{ kN/m}$

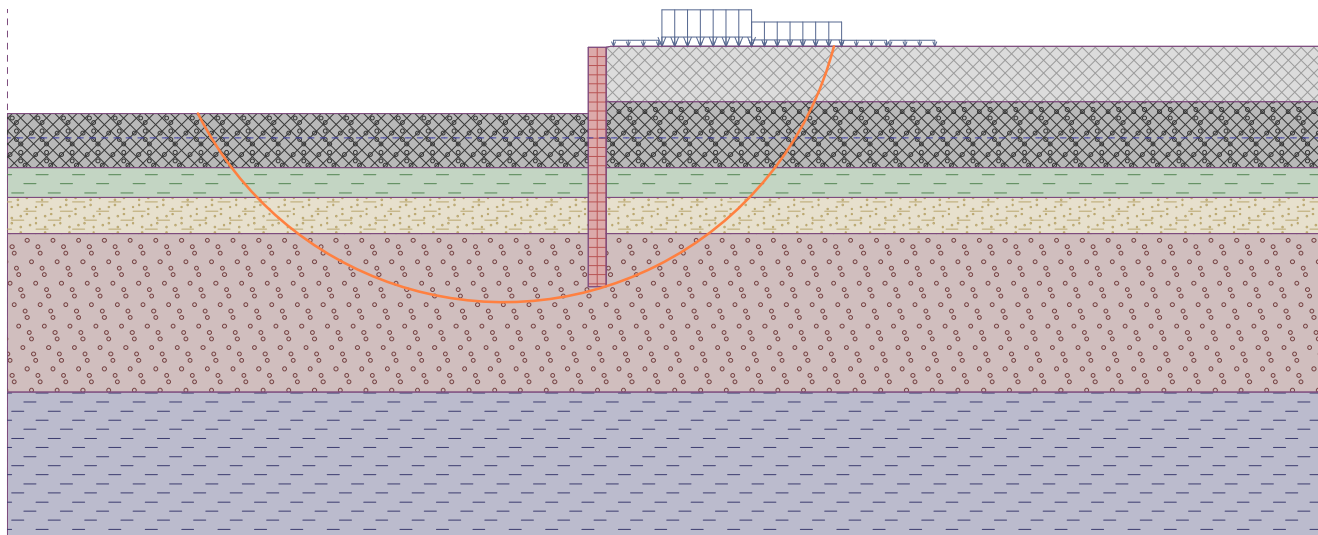
Sumace pasivních sil : $F_p = 1093,92 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 3862,01 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 12481,67 \text{ kNm/m}$

Stupeň bezpečnosti = 3,23 > 1,30

Stabilita svahu VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 2)

Hloubení

Zemina před stěnou je odebrána do hloubky 1,71 m.

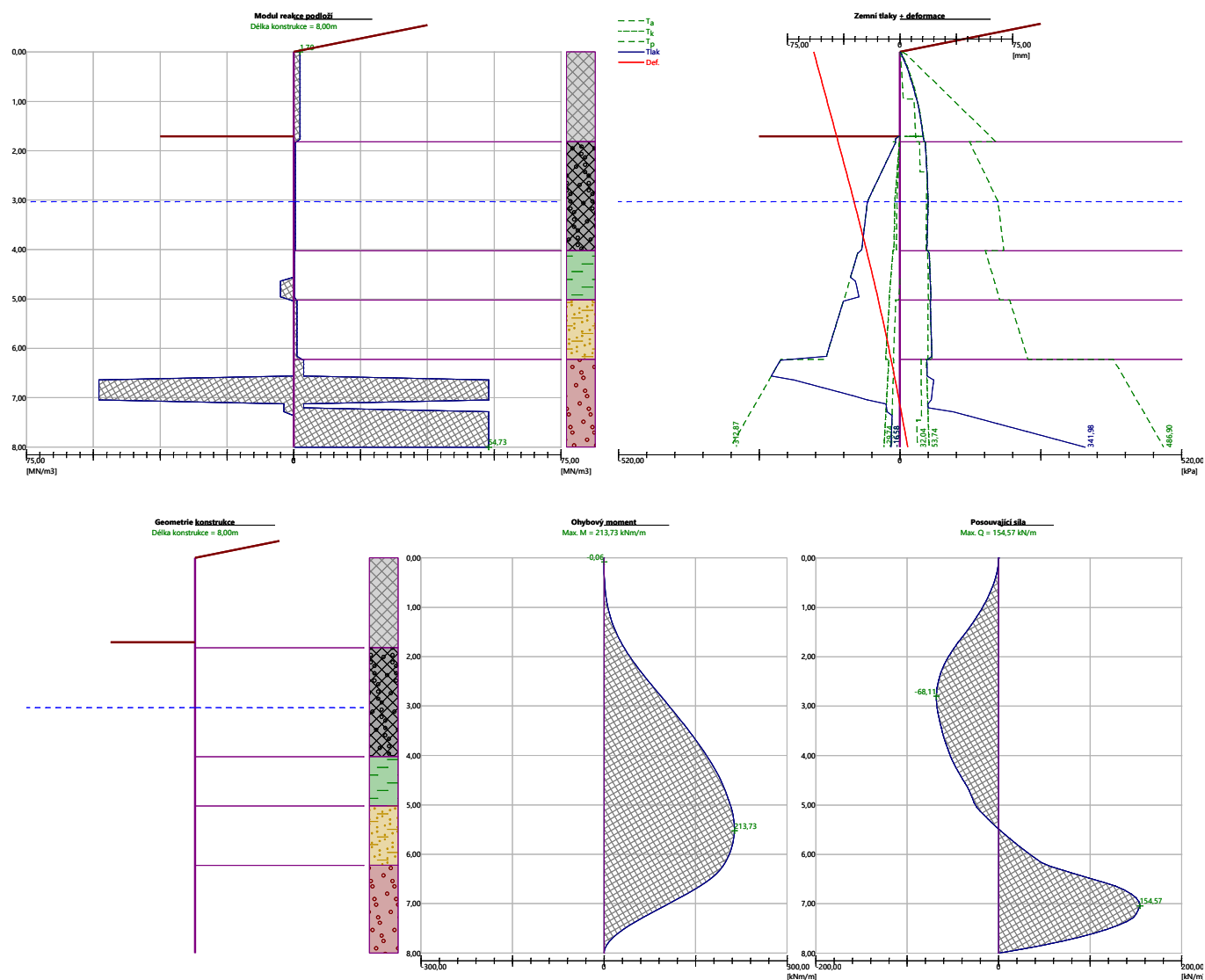
Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální posouvající síla = 154,57 kN/m

Maximální moment = 213,73 kNm/m



Výpočet stability svahu

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti		
Trvalá návrhová situace		
Stupeň bezpečnosti :	$SF_s =$	1,50 [-]

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Výsledky (Fáze budování 1)

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 320,36 \text{ kN/m}$

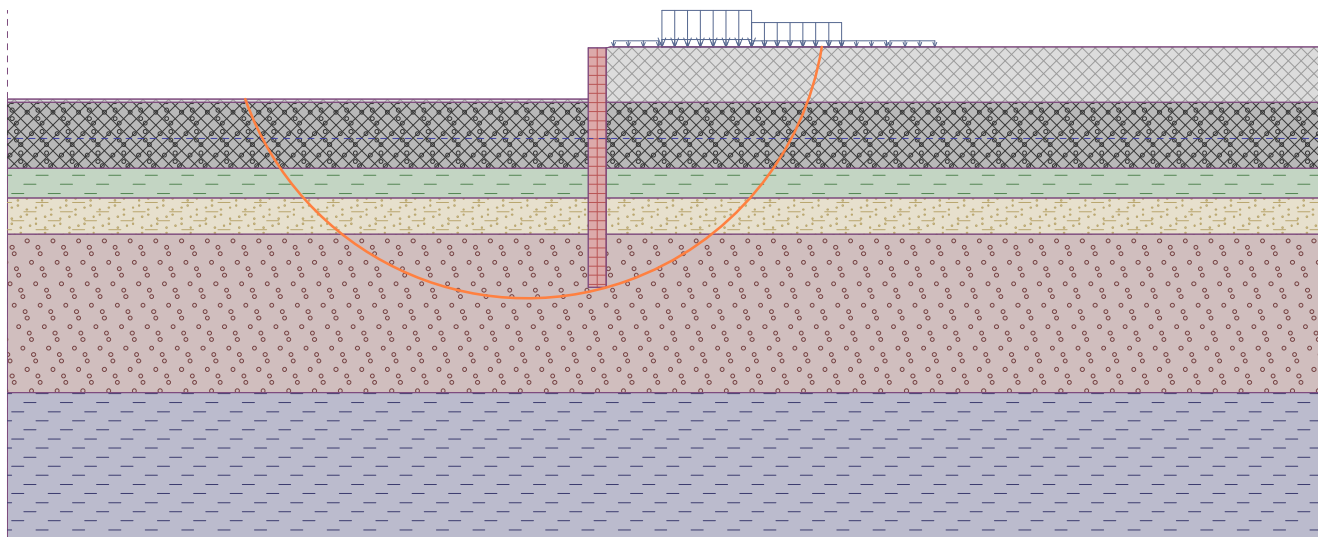
Sumace pasivních sil : $F_p = 1126,03 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 3197,19 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 11237,73 \text{ kNm/m}$

Stupeň bezpečnosti = $3,51 > 1,50$

Stabilita svahu VYHOVUJE



Vstupní data (Fáze budování 3)

Zemětřesení

Faktor vodorovné akcelerace $K_h = 0,1120$

Faktor svislé akcelerace $K_v = 0,0560$

Voda pod hladinou spodní vody je vázaná.

Nastavení výpočtu fáze

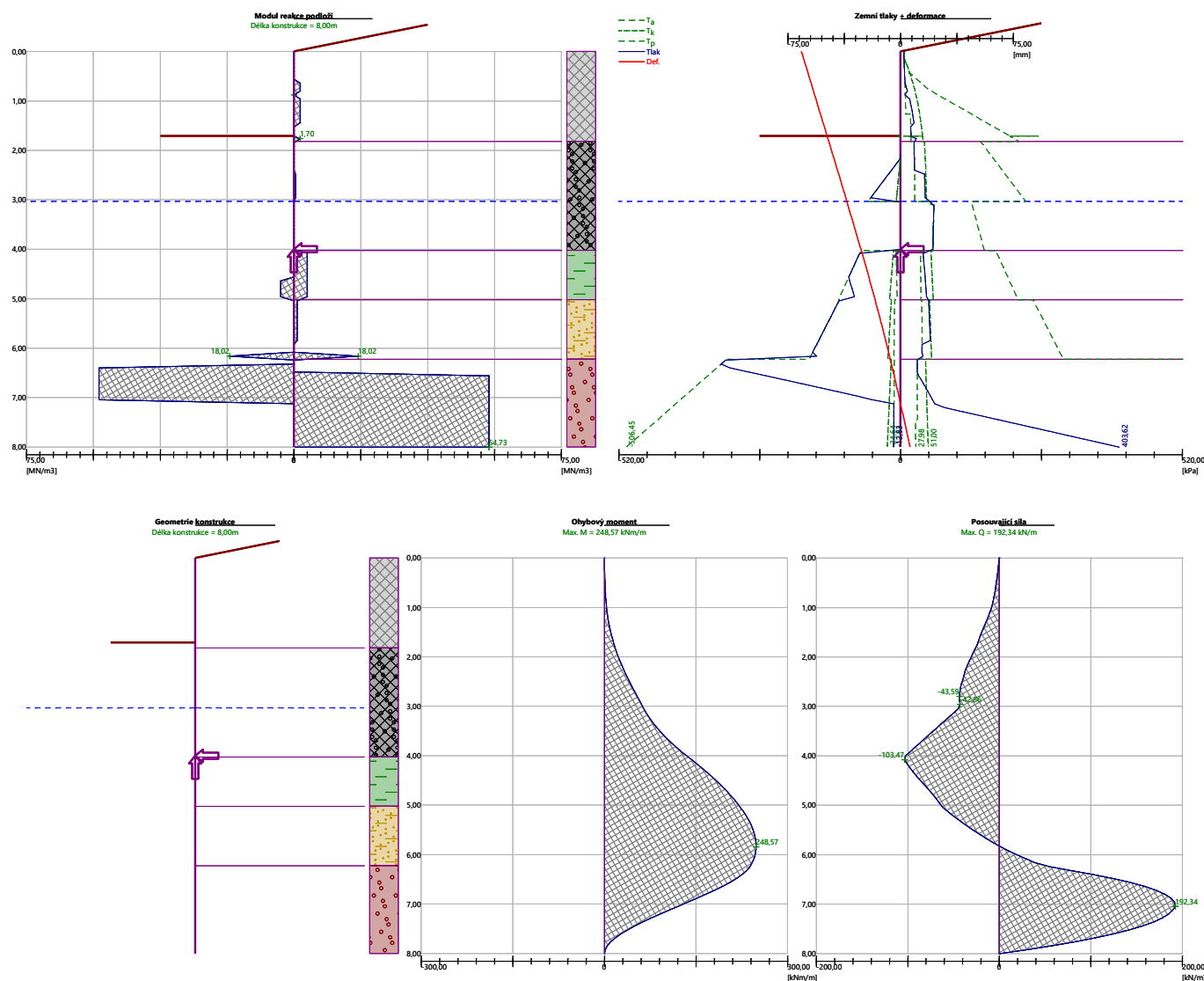
Návrhová situace : seismická

Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální posouvající síla = $192,34 \text{ kN/m}$

Maximální moment = $248,57 \text{ kNm/m}$

Maximální deformace = $65,9 \text{ mm}$



Výpočet stability svahu

Stabilitní výpočty

Výpočet zemětřesení : Standard

Metodika posouzení : stupně bezpečnosti

Stupně bezpečnosti			
Seismická návrhová situace			
Stupeň bezpečnosti :	SF _s =	1,00	[-]

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : seismická

Výsledky (Fáze budování 1)

Posouzení stability svahu (Bishop)

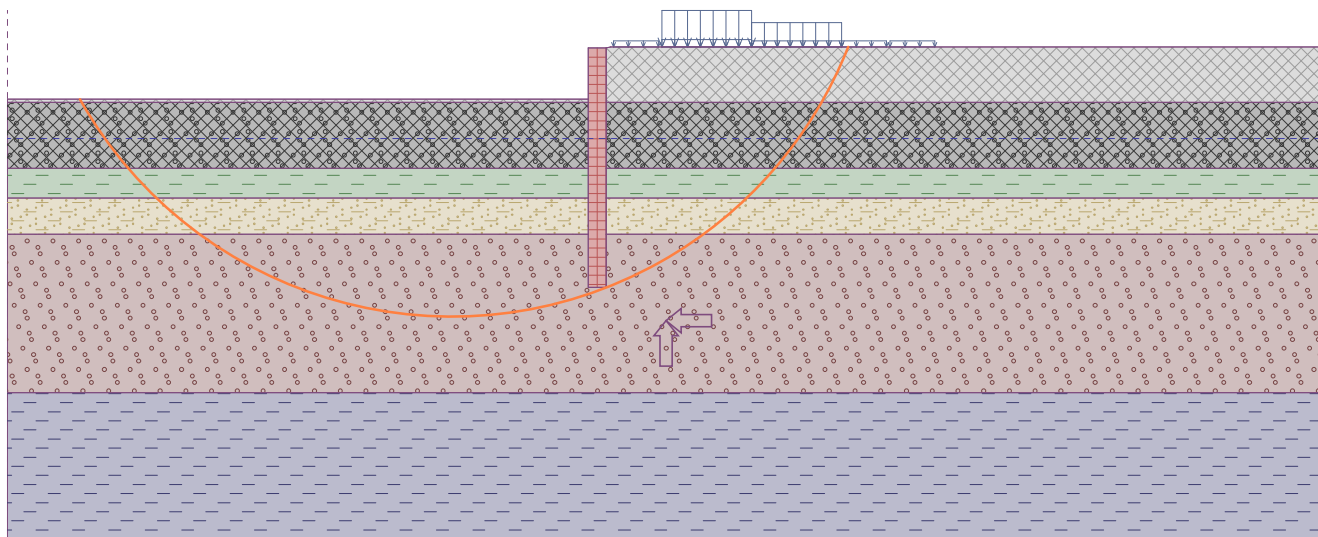
Sumace aktivních sil : $F_a = 540,29 \text{ kN/m}$

Sumace pasivních sil : $F_p = 1273,03 \text{ kN/m}$

Moment sesouvající : $M_a = 7699,09 \text{ kNm/m}$

Moment vzdorující : $M_p = 18140,66 \text{ kNm/m}$

Stupeň bezpečnosti = 2,36 > 1,00

Stabilita svahu VYHOVUJE**Dimenzace čís. 1****Posouzení betonového průřezu (Pilotová stěna $d = 0,60$ m; $a = 0,70$ m)**

Pro výpočet uvažovány všechny fáze budování.

Výpočtový součinitel namáhání průřezu = 1,00

Posouzení na ohyb

Vyztužení - 10 ks profil 16,0 mm; krytí 70,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : nosník

Stupeň vyztužení $\rho = 0,356 \% > 0,151 \% = \rho_{\min}$

Zatížení : $M_{Ed} = 174,00$ kNm

Únosnost : $M_{Rd} = 201,43$ kNm

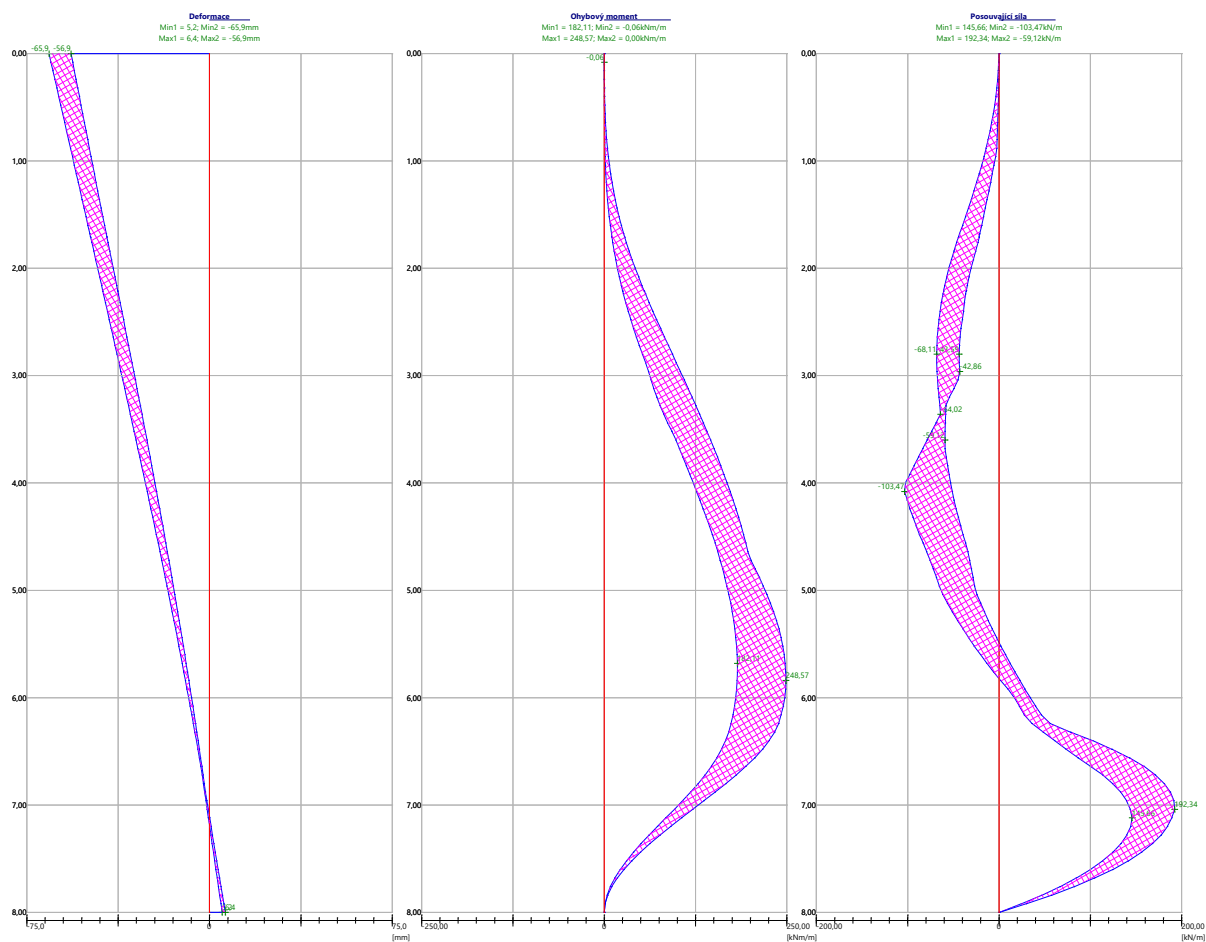
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE**Posouzení na smyk**

Smyková výztuž - 2 ks profil 10,0 mm; vzdálenost 300,0 mm

$A_{sw} = 523,6$ mm²

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 245,86$ kN $> 134,64$ kN = V_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.**Celkové posouzení: Průřez VYHOVUJE**

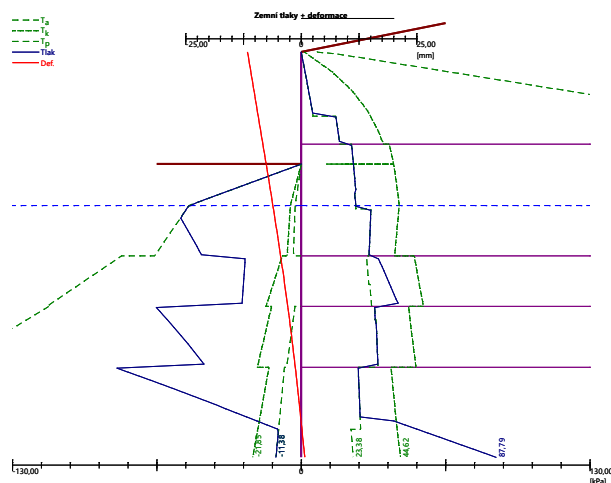


C.2 VÝPOČET DEFORMACE PILOTOVÉ STĚNY

(analyticky, bez použití redukčních součinitelů pro zatížení nebo materiál)

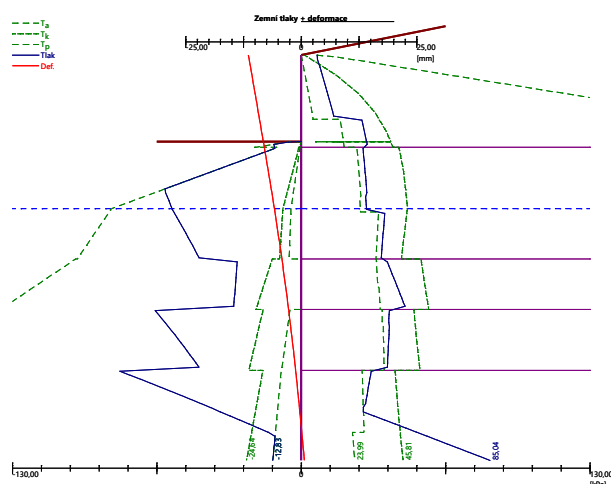
Výsledky výpočtu (Fáze budování 1)

Maximální deformace = 11,6 mm



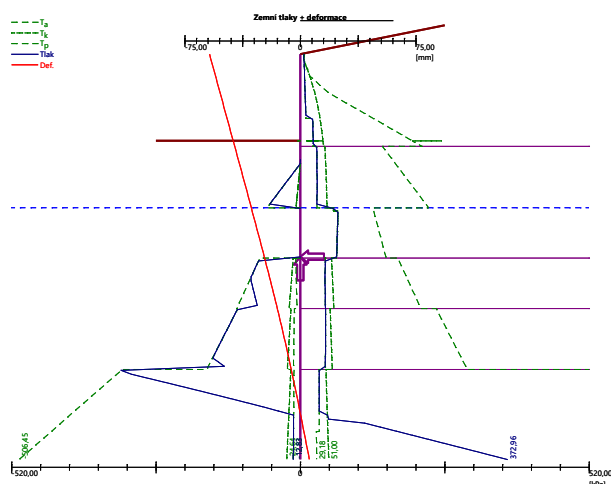
Výsledky výpočtu (Fáze budování 2)

Maximální deformace = 11,4 mm



Výsledky výpočtu (Fáze budování 3)

Maximální deformace = 59,0 mm



C.3 VÝPOČET DEFORMACÍ MKP

Topologie

Projekt

Akce : Výstavba haly pro měřicí vozy pevných trakčních zařízení - Bohumín
 Část : SO 11-23-01
 Popis : Pilotová opěrná stěna
 Vypracoval : Ing. Tereza Poklopová
 Datum : 04.03.2021
 Číslo zakázky : 2021 - 063

Celkové nastavení výpočtu

Geometrie úlohy : Rovinná
 Typ výpočtu : Napjatost
 Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Výpočet primární napjatosti (1. fáze) : Geostatická napjatost

Parametry zemin

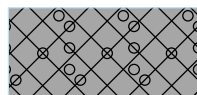
Y - Navážka

Materiálový model : Mohr - Coulomb modifikovaný
 Objemová tíha : γ = 19,00 kN/m³
 Poissonovo číslo : ν = 0,30
 Modul pružnosti : E = 25,00 MPa
 Modul odtížení / přitížení : E_{ur} = 65,00 MPa
 Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 35,00 °
 Soudržnost zeminy : c_{ef} = 1,00 kPa
 Úhel dilatance : ψ = 0,00 °
 Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 20,00 kN/m³



Y - G3 G-F škvára kyprá/středně ulehlá

Materiálový model : Mohr - Coulomb modifikovaný
 Objemová tíha : γ = 12,00 kN/m³
 Poissonovo číslo : ν = 0,25
 Modul pružnosti : E = 10,00 MPa
 Modul odtížení / přitížení : E_{ur} = 29,00 MPa
 Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 30,00 °
 Soudržnost zeminy : c_{ef} = 0,00 kPa
 Úhel dilatance : ψ = 0,00 °
 Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 13,00 kN/m³



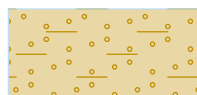
Q1 - F6 CI jíl tuhý

Materiálový model : Mohr - Coulomb modifikovaný
 Objemová tíha : γ = 20,00 kN/m³
 Poissonovo číslo : ν = 0,40
 Modul pružnosti : E = 3,00 MPa
 Modul odtížení / přitížení : E_{ur} = 10,00 MPa
 Úhel vnitřního tření : φ_{ef} = 22,00 °
 Soudržnost zeminy : c_{ef} = 12,00 kPa
 Úhel dilatance : ψ = 0,00 °
 Obj.tíha sat.zeminy : γ_{sat} = 21,00 kN/m³



Q2 - S5 SC písek jílovitý

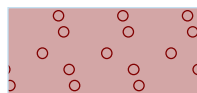
Materiálový model : Mohr - Coulomb modifikovaný



Objemová tíha :	γ	=	18,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,35
Modul pružnosti :	E	=	13,00 MPa
Modul odtížení / přitížení :	E_{ur}	=	36,00 MPa
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	26,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	5,00 kPa
Úhel dilatance :	ψ	=	0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,50 kN/m ³

Q3 - G3 G-F štěrk ulehý

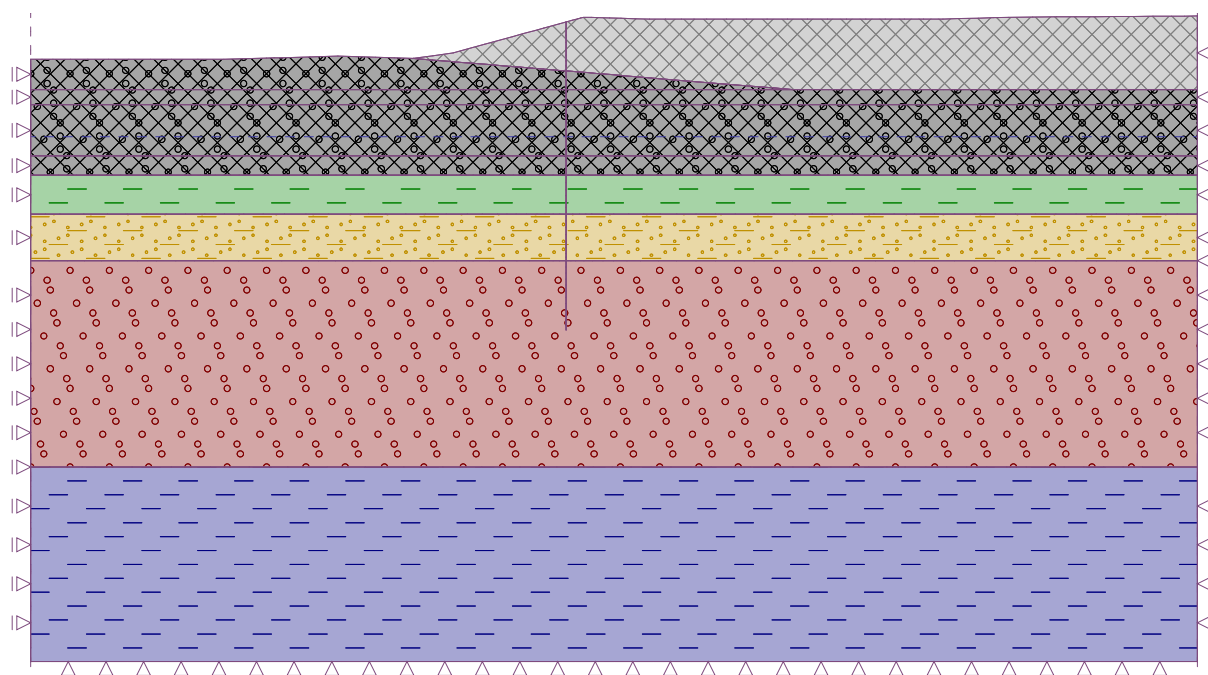
Materiálový model :	Mohr - Coulomb modifikovaný		
Objemová tíha :	γ	=	19,00 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25
Modul pružnosti :	E	=	40,00 MPa
Modul odtížení / přitížení :	E_{ur}	=	98,00 MPa
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	36,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Úhel dilatance :	ψ	=	0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	20,00 kN/m ³

**N1 - F8 CH neogenní prach. jíly**

Materiálový model :	Mohr - Coulomb modifikovaný		
Objemová tíha :	γ	=	20,50 kN/m ³
Poissonovo číslo :	ν	=	0,42
Modul pružnosti :	E	=	7,00 MPa
Modul odtížení / přitížení :	E_{ur}	=	14,00 MPa
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	14,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	20,00 kPa
Úhel dilatance :	ψ	=	0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,50 kN/m ³



Fáze budování 1 – geostatická napjatost



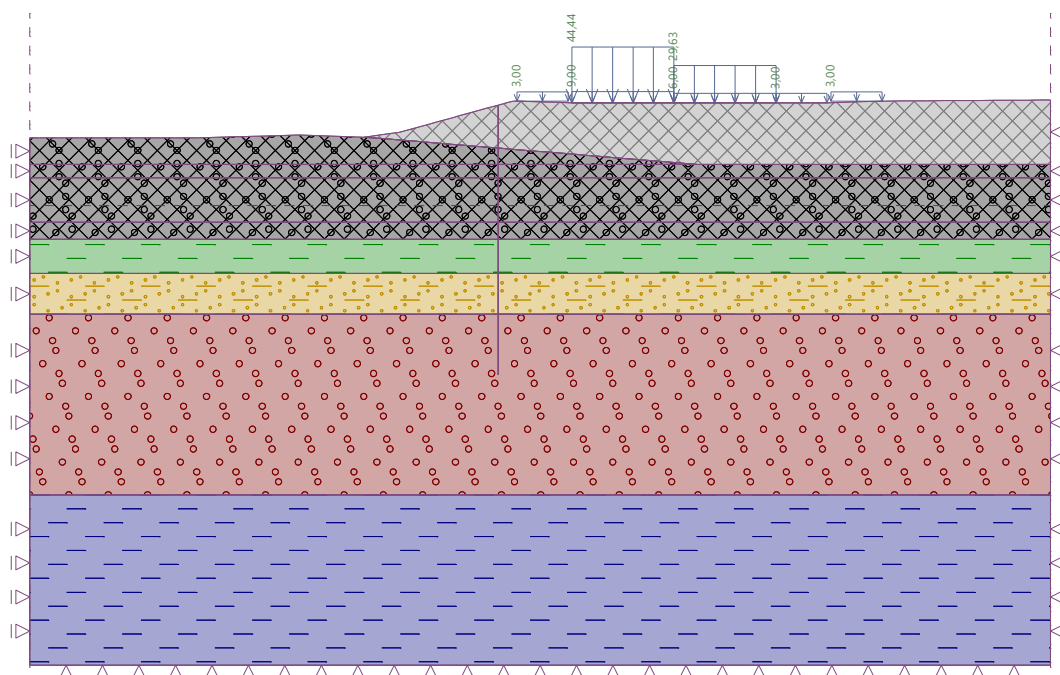
Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

Nastavení výpočtu : **uživatelské**

Dosažené zatížení = 100,00 %

Fáze budování 2 – konsolidace násypu



Přetížení

Číslo	Přetížení		Typ	Umístění / Bod 1 z [m] / x ₁ [m]	Počátek / Bod 1 x [m] / z ₁ [m]	Délka / Bod 2 l [m] / x ₂ [m]	Šířka / Bod 2 b [m] / z ₂ [m]	Sklon α [°]	Velikost		
	nové	změna							q, q ₁ , f, F	q ₂	jednotka
1	Ano		pásové	na povrchu	x = 14,32	l = 1,50		0,00	3,00		kN/m ²
2	Ano		pásové	na povrchu	x = 15,93	l = 3,00		0,00	9,00		kN/m ²
3	Ano		pásové	na povrchu	x = 18,93	l = 3,00		0,00	6,00		kN/m ²
4	Ano		pásové	na povrchu	x = 21,93	l = 1,50		0,00	3,00		kN/m ²
5	Ano		pásové	na povrchu	x = 23,55	l = 1,50		0,00	3,00		kN/m ²
6	Ano		pásové	na povrchu	x = 15,93	l = 3,00		0,00	44,44		kN/m ²
7	Ano		pásové	na povrchu	x = 18,93	l = 3,00		0,00	29,63		kN/m ²

Názvy přetížení

Číslo	Název
1	Chodník
2	Pruh 1
3	Pruh 2
4	Zbýv. plocha
5	Chodník
6	Soustředěné pruh 1
7	Soustředěné pruh 2

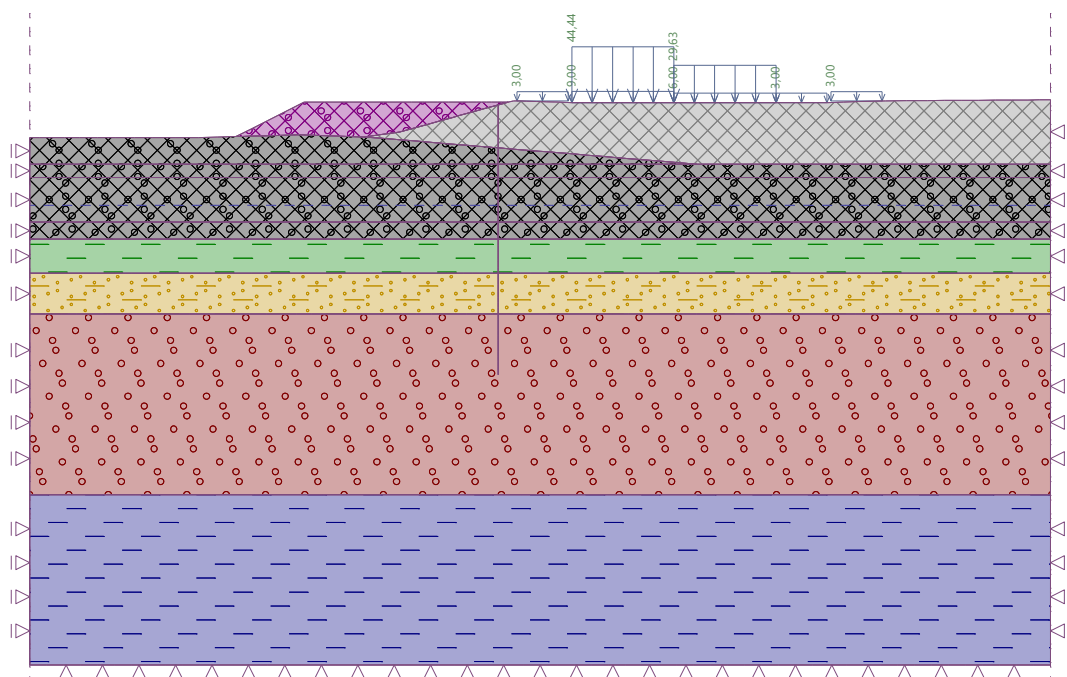
Výsledky (Fáze budování 2)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

Nastavení výpočtu : **uživatelské**

Dosažené zatížení = 100,00 %

Fáze budování 3 – výstavba provozní plochy



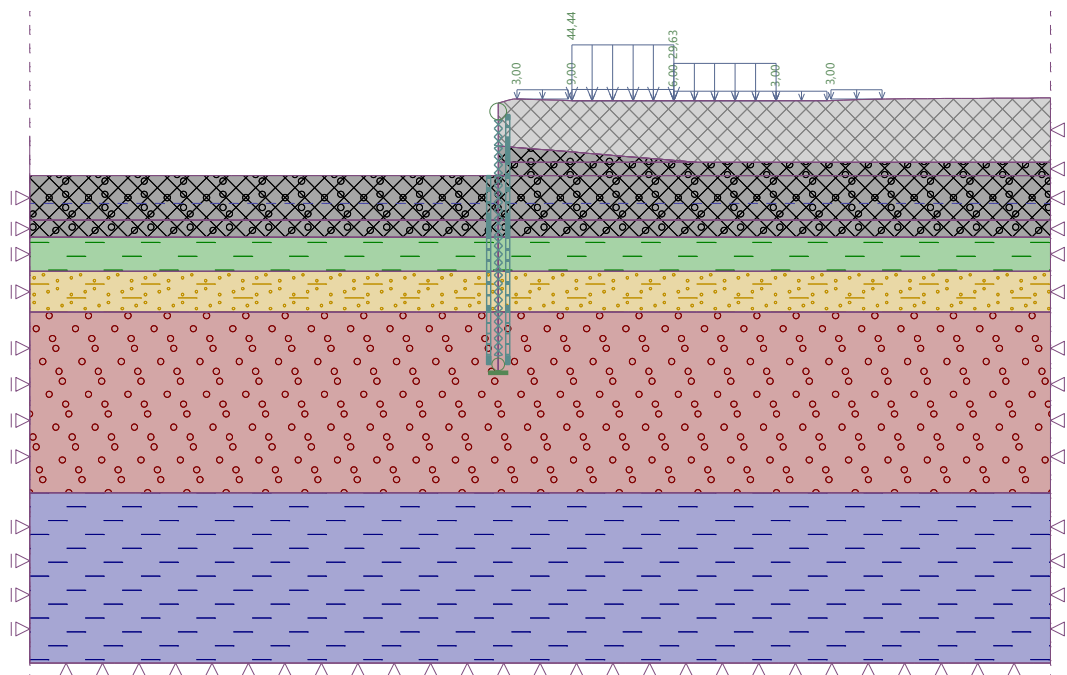
Výsledky (Fáze budování 3)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

Nastavení výpočtu : **uživatelské**

Dosažené zatížení = 100,00 %

Fáze budování 4 – Výstavba pilotové stěny a odtěžení výkopu



Nosníky

Číslo	Nosník		Umístění	Uložení [m]		Uvažovat vlastní tíhu	Průřez	Materiál	Kontakty	
	nový	změněný		Začátek	Konec				vlevo	vpravo
1	Ano		Volná linie č. 1	○—	├—	Ne	●●● D = 0,60 m; L = 0,70 m	C 30/37	Pilota-G4	(není zadán)
2	Ano		Volná linie č. 2	├—	├—	Ne	●●● D = 0,60 m; L = 0,70 m	C 30/37	Pilota-škvára	(není zadán)
3	Ano		Volná linie č. 6	├—	├—	Ne	●●● D = 0,60 m; L = 0,70 m	C 30/37	Pilota-škvára	Pilota-škvára
4	Ano		Volná linie č. 3	├—	├—	Ne	●●● D = 0,60 m; L = 0,70 m	C 30/37	Pilota-F6	Pilota-F6
5	Ano		Volná linie č. 4	├—	├—	Ne	●●● D = 0,60 m; L = 0,70 m	C 30/37	Pilota-S5	Pilota-S5
6	Ano		Volná linie č. 5	├—	├— 0,60	Ne	●●● D = 0,60 m; L = 0,70 m	C 30/37	Pilota-G3	Pilota-G3

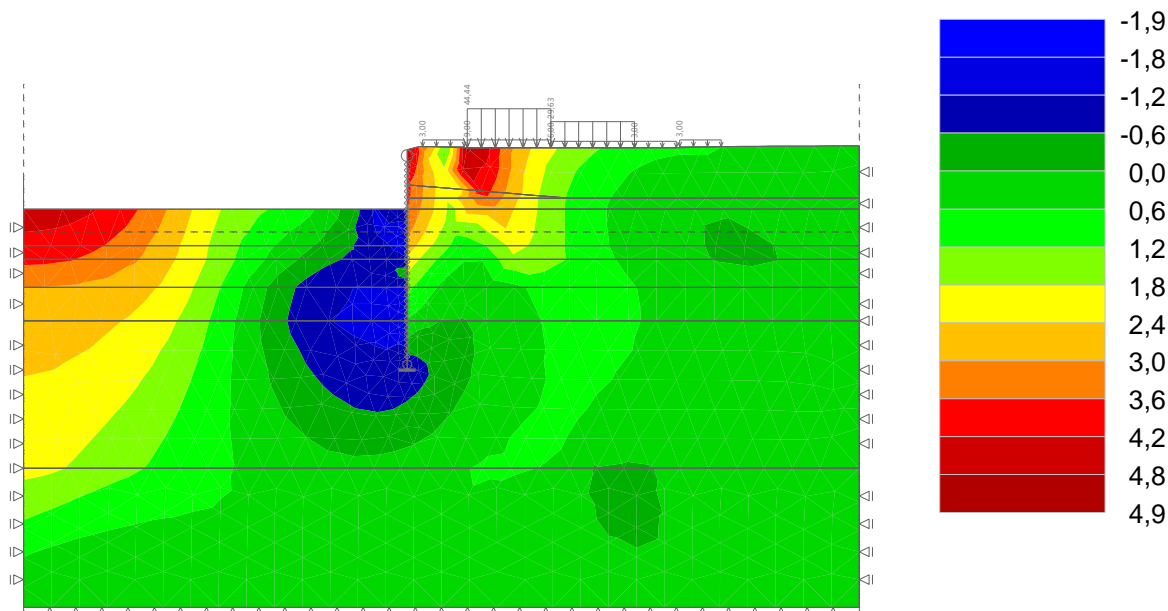
Výsledky (Fáze budování 4)

Výpočet napjatosti skončil úspěšně.

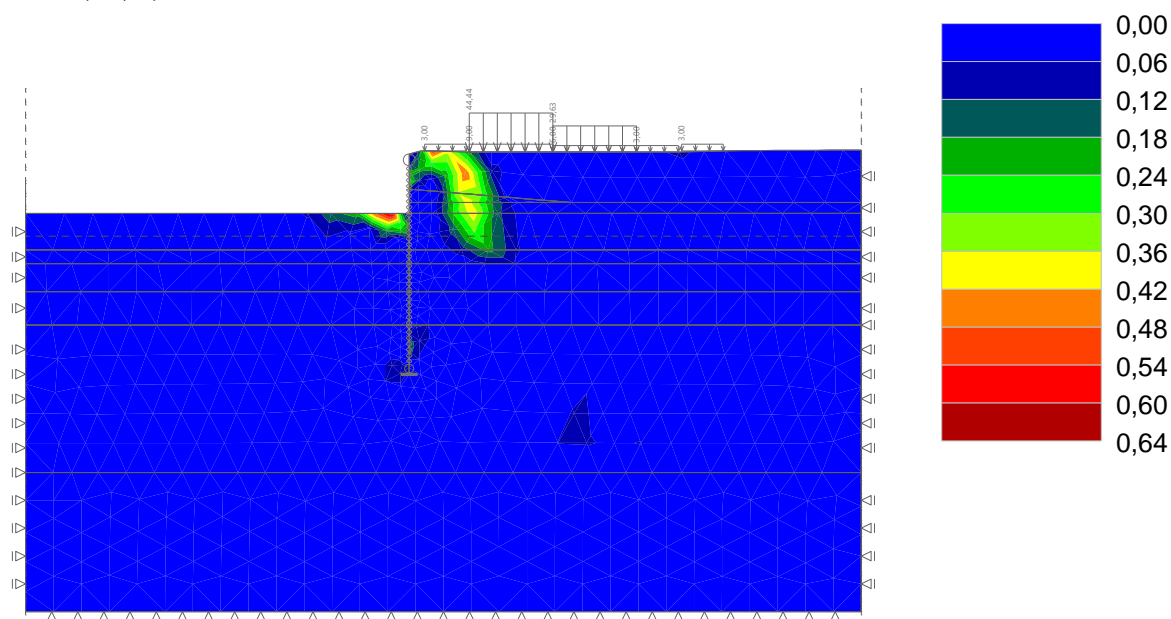
Nastavení výpočtu : **uživatelské**

Dosažené zatížení = 100,00 %

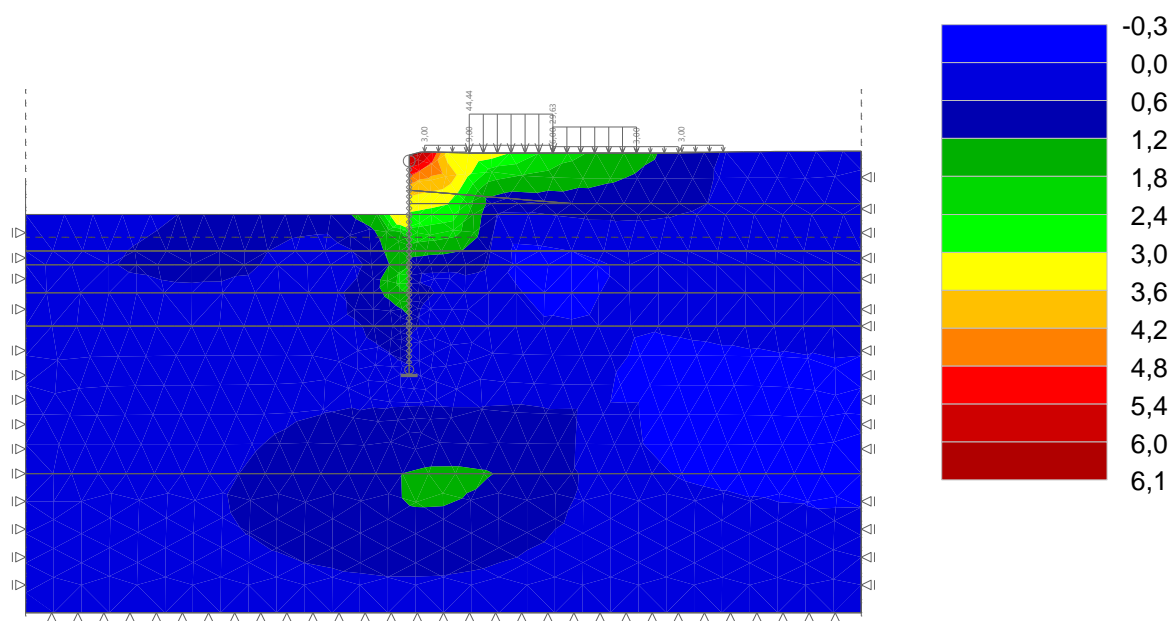
Výsledky : oproti fázi; veličina : Výslednice posunutí |d|; rozsah : <-1,9; 4,9> mm



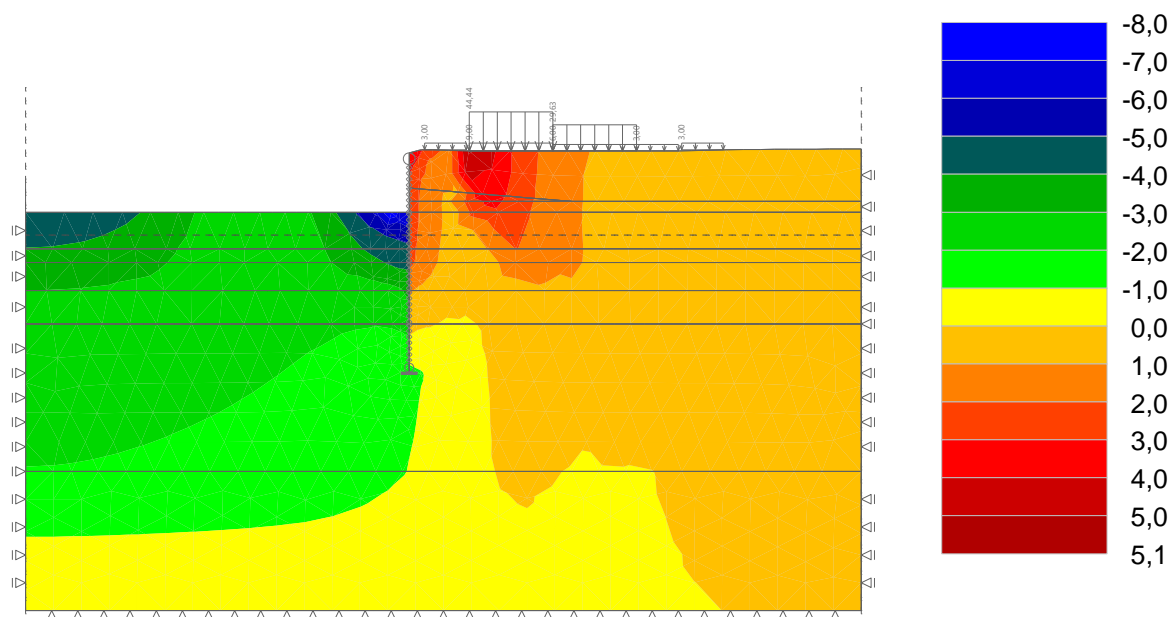
Výsledky : oproti fázi; veličina : Plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$;
rozsah : <0,00; 0,64> %



Výsledky : oproti fázi; veličina : Posunutí d_x ; rozsah : <-0,3; 6,1> mm



Výsledky : oproti fázi; veličina : Posunutí d_z; rozsah : <-8,0; 5,1> mm



PŘÍLOHA D – PŘEHLED DIMENZÍ PILOT

ČÍSLO PILOTY	PROFIL [mm]	DÉLKA [m]	SOUŘADNICE X [m]	SOUŘADNICE Y [m]	HLOUBKA ZÁKLADOVÉ SPÁRY [m n.m.]	ÚROVEŇ HLAVY PILOTY [m n.m.]	ÚROVEŇ ŘÍMSY [m n.m.]	TYP ARMOKOŠE	POČET	OBJEM BETONU [m³]
P1	600	8	-464647.87	-1095048.40	194.03	202.03	202.63	A	13	2.4
P2	600	8	-464647.52	-1095049.01	194.03	202.03	202.63	A		2.4
P3	600	8	-464647.18	-1095049.61	194.03	202.03	202.63	A		2.4
P4	600	8	-464646.83	-1095050.22	194.03	202.03	202.63	A		2.4
P5	600	8	-464646.48	-1095050.83	194.03	202.03	202.63	A		2.4
P6	600	8	-464646.13	-1095051.44	194.03	202.03	202.63	A		2.4
P7	600	8	-464645.52	-1095051.09	194.03	202.03	202.63	A		2.4
P8	600	8	-464644.91	-1095050.74	194.03	202.03	202.63	A		2.4
P9	600	8	-464644.31	-1095050.40	194.03	202.03	202.63	A		2.4
P10	600	7.86	-464643.70	-1095050.05	194.03	201.89	202.49	A		2.4
P11	600	7.86	-464643.09	-1095049.70	194.03	201.89	202.49	A		2.4
P12	600	7.86	-464642.48	-1095049.35	194.03	201.89	202.49	A		2.4
P13	600	7.86	-464641.87	-1095049.01	194.03	201.89	202.49	A		2.4
P14	600	7	-464641.27	-1095048.66	194.77	201.77	202.37	B	8	2.1
P15	600	7	-464640.66	-1095048.31	194.77	201.77	202.37	B		2.1
P16	600	7	-464640.05	-1095047.97	194.77	201.77	202.37	B		2.1
P17	600	6.89	-464639.44	-1095047.62	194.77	201.66	202.26	B		2.1
P18	600	6.89	-464638.83	-1095047.27	194.77	201.66	202.26	B		2.1
P19	600	6.89	-464638.23	-1095046.93	194.77	201.66	202.26	B		2.1
P20	600	6.89	-464637.62	-1095046.58	194.77	201.66	202.26	B		2.1
P21	600	6.89	-464637.01	-1095046.23	194.77	201.55	202.15	B		2.1
P22	600	6.3	-464636.40	-1095045.89	195.25	201.55	202.15	C	7	1.9
P23	600	6.3	-464635.79	-1095045.54	195.25	201.55	202.15	C		1.9
P24	600	6.18	-464635.19	-1095045.19	195.25	201.55	202.15	C		1.9
P25	600	6.18	-464634.58	-1095044.85	195.25	201.43	202.03	C		1.9
P26	600	6.18	-464633.97	-1095044.50	195.25	201.43	202.03	C		1.9
P27	600	6.18	-464633.36	-1095044.15	195.25	201.43	202.03	C		1.9
P28	600	6.18	-464632.75	-1095043.81	195.25	201.43	202.03	C		1.9
P29	600	5.7	-464632.14	-1095043.46	195.62	201.32	201.92	D	7	1.8
P30	600	5.7	-464631.54	-1095043.11	195.62	201.32	201.92	D		1.8
P31	600	5.7	-464630.93	-1095042.77	195.62	201.32	201.92	D		1.8
P32	600	5.59	-464630.32	-1095042.42	195.62	201.21	201.81	D		1.8
P33	600	5.59	-464629.71	-1095042.07	195.62	201.21	201.81	D		1.8
P34	600	5.59	-464629.10	-1095041.73	195.62	201.21	201.81	D		1.8
P35	600	5.59	-464628.50	-1095041.38	195.62	201.21	201.81	D		1.8
P36	600	4.5	-464627.89	-1095041.03	196.62	201.12	201.72	E	4	1.4
P37	600	4.5	-464627.28	-1095040.69	196.62	201.12	201.72	E		1.4
P38	600	4.5	-464626.67	-1095040.34	196.62	201.12	201.72	E		1.4
P39	600	4.5	-464626.06	-1095039.99	196.62	201.12	201.72	E		1.4