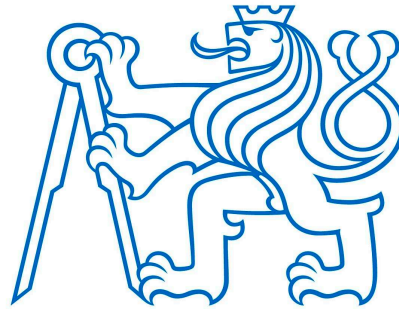


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

135 Katedra geotechniky



DIPLOMOVÁ PRÁCE

NÁVRH A SLEDOVÁNÍ VYBRANÝCH GABIONOVÝCH STĚN S TAHOVÝMI SÍTĚMI

Design and monitoring of selected gabion walls with tensile meshes

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb
Vedoucí diplomové práce: doc. Ing. Jan Záleský, CSc.

bc. Šarlota Dušková

Praha 2020

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Dušková, Bc. Jméno: Šarlota Osobní číslo: 458691Zadávací katedra: K135 - GeotechnikaStudijní program: Stavební inženýrstvíStudijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh a sledování vybraných gabionových stěn s tahovými sítěmiNázev diplomové práce anglicky: Design and monitoring of selected gabion walls with tensile meshes

Pokyny pro vypracování:

Rešerše publikací o sledování gabionových stěn

Srovnávací výpočty vybraných návrhů gabionových stěn, stanovení minimálních hodnot požadovaných parametrů prostředí

Stanovení souboru požadavků pro kontrolní sledování vývoje deformací

Vyhodnocení prováděných sledování na vybraných gabionových stěnách

Doporučení a závěry z hledisek navrhování a sledování gabionových stěn

Seznam doporučené literatury:

GEO 5 - uživatelské manuály

Vybrané části projektové dokumentace rekonstrukce silnice Podbozkov - Cimbál, dokumentace průzkumných prací provedených na lokalitě

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Jan Záleský, CSc.Datum zadání diplomové práce: 15/09/2020Termín odevzdání diplomové práce: 03/01/2021

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku


Podpis vedoucího práce
Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

15.09.2020

Datum převzetí zadání

Duškova

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou prací, která je zaměřena na téma „Návrh a sledování vybraných gabionových stěn s tahovými sítěmi“, vypracovala samostatně za použití pramenů a literatury uvedených v seznamu „použité literatury“.

Prohlašuji, že v souladu s ustanovením § 47b zákona č. 111/1998 Sb., ve znění pozdějších předpisů souhlasím s tím, aby diplomová práce byla uveřejněna v nezkrácené podobě elektronickou cestou ve veřejně přístupné databázi v centrální Digitální knihovně ČVUT: dspace.cvut.cz v Praze se zachováním mého autorského práva k odevzdání textu této kvalifikační práce. Dále souhlasím s tím, aby byly v souladu se shora uvedeným ustanovením zveřejněny posudky vedoucího práce a oponentů práce a rovněž také záznam o průběhu a výsledků obhajoby kvalifikační práce. Taktéž souhlasím s porovnáním textu práce s databází kvalifikačních prací Theses.cz provozovanou Národním registrem vysokoškolských kvalifikačních prací a systémem na odhalování plagiátů.

V Praze 03.01.2021 ..
místo zpracování, celé datum

b.c. Šarlota Dušková
jméno, příjmení

.....
podpis

Poděkování

Na úvod své práce bych chtěla poděkovat svým rodičům za to, že mi umožnili studium na vysoké škole a za skvělé podmínky, které mi dopřávají nejen ke studiu. Dále bych chtěla poděkovat Ing. Bc. Petru Brandlovi za jeho podporu a trpělivost, kterou se mnou měl během studia a také za jeho pomoc s korekcí textu. V neposlední řadě bych chtěla poděkovat vedoucímu diplomové práce doc. Ing. Janu Záleskému, CSc., který mne v rámci její zpracovávání odborně vedl. Jeho odborný pohled a zkušenosti byly pro mne velkým přínosem k pochopení tématu práce. Diplomová práce vznikla za podpory materiálových nákladů z projektu výzkumu a vývoje pod názvem „Výzkum a vývoj nových efektivních konstrukčních systémů pro zajištění stability zemních těles“ s číslem projektu CZ.01.1.02/0.0/0.0/17_76/0015594. Dále vznikla za podpory materiálových nákladů z programu studentské grantové soutěže pod názvem projektu „Laboratorní testování vlivu vody na optovláknové snímače“ s číslem projektu SGS20/045/OHK1/1T/11.

Abstrakt

Předmětem diplomové práce je výstavba a použití gabionových stěn s vyztuženou zeminou. Teoretickou částí je problematika svahových pohybů a stability horských komunikací. Je popsána instrumentace provedeného měření s užitím FBG snímačů a na závěr je vytvořena v programu MATLAB aplikace, přes kterou se vyhodnocuje provedený geotechnický monitoring.

Klíčová slova

Geotechnický monitoring, svahové pohyby, stabilita svahu, gabionové konstrukce, opěrné zdi, vyztužené zeminy, tahové sítě, geologické prostředí, návrhové přístupy, horské komunikace, MATLAB, laboratorní testování, snímače, optická vlákna, FBG (Fiber Bragg Grating), GFRP (polymer vyztužený skleněnými vlákny)

Abstract

The subject of the diploma thesis is design and monitoring of selected gabion walls with tensile meshes. The theoretical part is the issue of slope movements and stability of mountain roads. The instrumentation of the performed measurement using FBG sensors is described and finally the application is created in the MATLAB program, through which the performed geotechnical monitoring is evaluated.

Key words

Geotechnical monitoring, slope movements, slope stability, gabion constructions, retaining wall, reinforced soils, tensile meshes, geological environment, design approaches, mountain roads, MATLAB, laboratory testing, sensors, fiber optic, FBG (Fiber Bragg Grating), GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer)

Obsah

Úvod	10
1 Opěrné zdi s vyztuženou zeminou	12
1.1 Gabionové konstrukce	12
1.1.1 Sestavení gabionové konstrukce	13
1.1.2 Zachování tvarové stability	14
1.1.3 Plnění gabionů	14
1.2 Gabionové konstrukce s tahovými sítěmi	17
2 Posouzení vyztužené zeminy	18
3 Vnější celková stabilita	22
3.1 Rozdělení sesuvů	22
3.1.1 Ploužení	23
3.1.2 Rotační sesuv	25
3.1.3 Translační sesuv	27
3.1.4 Stékání	28
3.1.5 Řízení	30
3.1.6 Blokový skluz	34
4 Návrhové přístupy	36
5 Horské komunikace	38
5.1 Problémy a řešení stability horských komunikací	38
6 Shrnutí výsledků z rešerše	42

7	Laboratorní testování FBG snímačů	44
7.1	Princip FBG snímače	44
7.1.1	Stanovení koeficientů	44
7.2	Testování vodotěsnosti snímačů	45
7.2.1	Návrh tlakové komory	46
7.2.2	Laboratorní testování	51
7.2.3	Cíl laboratorního testování	55
7.2.4	Vyhodnocení laboratorního testování	57
7.3	Testování snímačů na teplotu a na přetvoření	57
7.3.1	Laboratorní testování	57
7.3.2	Cíl laboratorního testování	58
7.3.3	Vyhodnocení laboratorního testování	59
8	Vyhodnocení laboratorních dat	62
8.1	Vytvoření aplikace	62
8.2	Grafické uživatelské prostředí	62
8.3	Popis a vzhled aplikace	65
8.4	Cíl vývoje aplikace	69
9	Návrh gabionu s tahovými sítěmi	70
9.1	Úvod	70
9.2	Popis navrženého řešení	70
9.3	Zatížení	71
9.4	Výpočet	73
9.5	Závěr	76
10	Instrumentace FBG snímačů	77

10.1 Lokalizace zájmového území	77
10.2 Přírodní poměry	77
10.2.1 Inženýrskogeologické poměry	78
10.3 Zdůvodnění instrumentace	79
10.4 Postup instrumentace	79
11 Měření	82
11.1 Vyhodnocení měření	82
Závěr	92
Seznam obrázků	94
Seznam tabulek	97
Seznam použitých norem	99
Literatura	100
Seznam příloh	103

Úvod

Diplomová práce se zabývá návrhem a sledováním vybraných gabionových stěn s tahovými sítěmi. V úvodu budou popsány typy opěrných konstrukcí s vyztuženou zeminou, jejich postupné sestavení a následně i posouzení. Bude popsána vnější celková stabilita svahu, která je pro tento typ konstrukcí důležitá. Budou zmíněny příklady mechanických poruch svahu, které mohou narušit celkovou stabilitu svahu. Práce se konkrétněji zabývá sledováním vybraných vyztužených těles nacházejících se na horské komunikaci II/280 mezi obcemi Podbozkov a Cimbál. V neposlední řadě bude tedy nutné zmínit problematiku stability horských komunikací a jejich následné řešení.

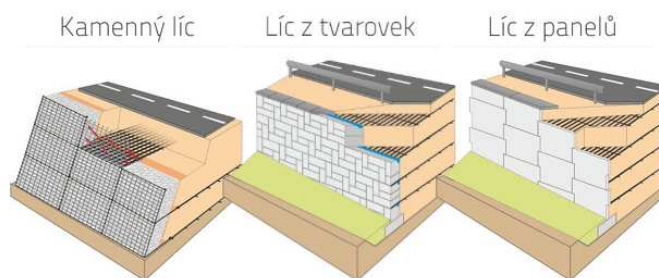
Vybrané konstrukce budou sledovány pomocí optických vláken, konkrétněji pomocí FBG snímačů. Optická vlákna jsou podrobněji popsána v již řešené bakalářské práci [4]. Před instalací snímačů do zeminového prostředí je bude nutno předem laboratorně otestovat. Proběhnou dvě měření. V prvním z nich bude sledován vliv tlakové vody na snímače a na jejich opláštění. Druhé měření bude testovat vliv snímačů na teplotu a na přetvoření. Snímače použité při tomto testování budou moct být dále použity pro sledování svahových pohybů umístěných v inklinometrické pažnici. Naměřené hodnoty poslouží pro ověření stanovených součinitelů pro přepočet teplotních změn a přetvoření vlákna. Dále bude zapotřebí vytvořit aplikaci, která bude schopná zpracovat velké množství dat uložených v různých datových souborech a umožní s nimi dále pracovat. Vhodným programem pro vytvoření takovéto aplikace bude program MATLAB s použitím editoru App Designer. V kapitole zabývající se vývojem této aplikace bude stručně popsán návod jak danou aplikaci obsluhovat, bude popsáno pracovní okno a jeho jednotlivé komponenty, které lze v pracovním prostředí nalézt.

Bude se jednat o pilotní instrumentaci těchto snímačů v takovém to prostředí. Cílem tedy bude ověřit, zda lze snímače v tomto prostředí instru-

mentovat, aniž by došlo k jejich poškození například v důsledku zemních prací. Dalším důvodem instrumentace bude ověření, zda snímače budou správně fungovat a měřit. Porovnájí se vypočtené hodnoty s naměřenými a vyhodnotí se skutečné využití konstrukce.

1 Opěrné zdi s vyztuženou zeminou

Opěrné konstrukce jsou často používány spolu s vyztuženou zeminou. Lze použít různé lícové prvky (viz obr. 1.1), které zajistí estetický vzhled v daném prostředí. Lícový prvek může být tvořen z panelů, z tvarovek, popřípadě z gabionových košů vysypaných nebo vyskládaný kamenem. Opěrné zdi či mostní opěry z vyztužené zeminou, lze použít v místech, kde je použití tradiční konstrukce obtížné či z architektonického hlediska nevhodné. Jedná se například o mostní křídla, kde se nejčastěji používají gabionové konstrukce, ale také rozšiřování silnic, železnic či budování nájezdových ramp.



Obr. 1.1: Opěrné konstrukce s vyztuženou zeminou (schéma převzato ze zdroje [13])

Výhodou opěrných zdí z vyztužené zeminou jsou především levnější pořizovací náklady, jelikož mají menší nároky na únosnost základové půdy a optimálně využívají prostor, kterým tak minimalizují zábor půdy. V případě gabionových košů je další výhodou využití místního kameniva. Také se jedná o jednoduchou a rychlou výstavbu, kde není zapotřebí bednění. V následujících podkapitolách, je popsáno technické řešení vybraných konstrukcí podle [15].

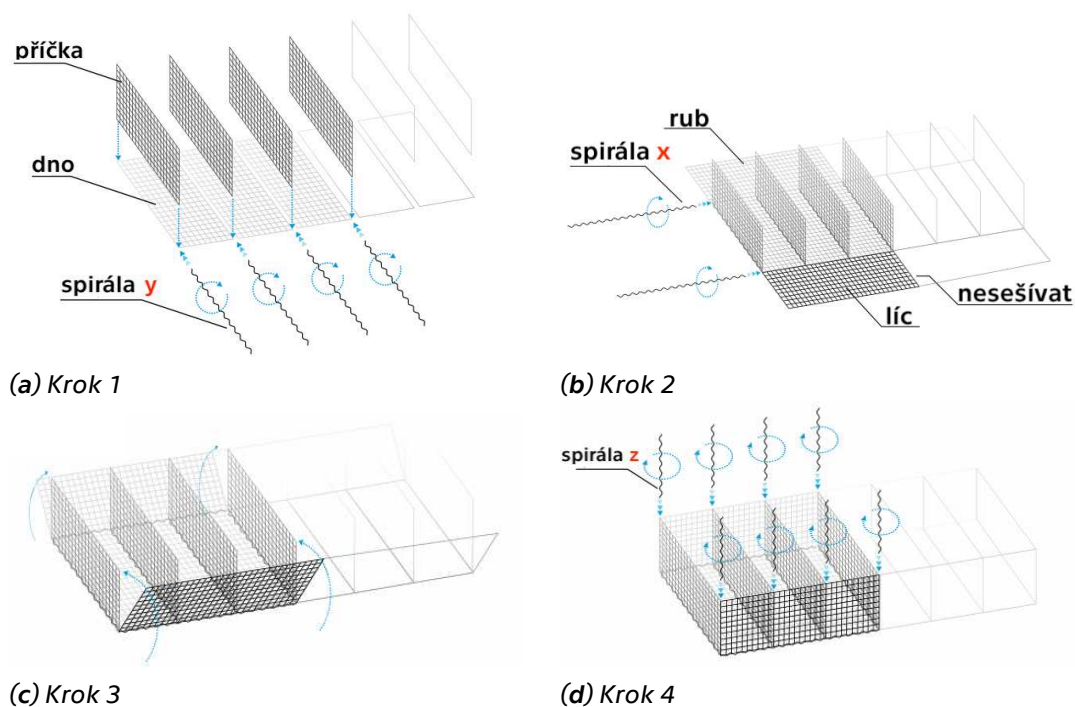
1.1 Gabionové konstrukce

Ve většině případů se jedná o obdélníkovou konstrukci vypletenou z drátů stanoveného průměru. Následně je konstrukce vysypaná kamenivem, popřípadě je čelo konstrukce vyskládané kamenivem. Dalším příkla-

dem mohou být gabionové matrace, které slouží k zabránění erozi břehů u vodních nádrží nebo vodních přítoků.

1.1.1 Sestavení gabionové konstrukce

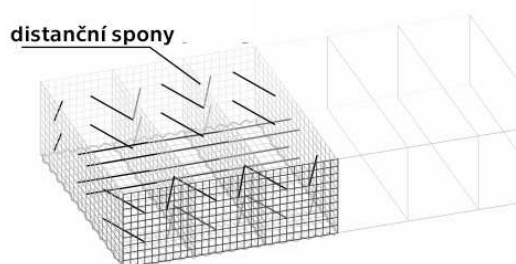
Ke spojování sítí slouží spirály o stanovených délkách, buď o délce 1100 mm nebo 1500 mm, které se šroubují skrz každé oko dvou, tří nebo čtyř sítí v hraně jejich styku. V prvním kroku (viz obr. 1.2a) se sítě, které tvoří dno sešijí spirálami současně se sítí tvořící příčku, které se kladou po jednom metru, pokud není stanoveno jinak. Ve druhém kroku (viz obr. 1.2b) se v rozloženém stavu sešijí rubové a lícové sítě. Ve třetím kroku (viz obr. 1.2c) se postaví rubové a lícové sítě a v následujícím kroku (viz obr. 1.2d) se k těmto sítím přišijí příčky, čímž se spojí k sobě.



Obr. 1.2: Spojování sítí (schéma převzato ze zdroje [15])

Po sestavení gabionů následuje umístění distančních spon (viz obr. 1.3), které se vkládají do každé buňky. Rohové distanční spony mají délku 500 mm, příčné spony mají délku 1000 mm. Tyto spony zajišťují celistvost a zachování tvarové stability košů gabionové konstrukce.

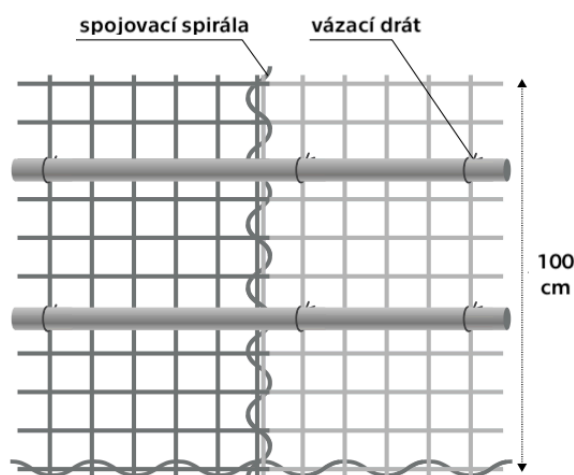
1. Opěrné zdi s vyztuženou zeminou



Obr. 1.3: Distanční spony (schéma převzato ze zdroje [15])

1.1.2 Zachování tvarové stability

Při vysypávání gabionové konstrukce kamenivem je nutné zajistit tvarovou stabilitu koše, proto se k lícové straně připevňují lešenářské trubky (viz obr. 1.4). Na lícové straně se vázacím drátem přichytí dvě řady šestimetrových trubek, které se překládají přes sebe s přesahem přibližně 0,5–2,0 m. Po naplnění gabionové konstrukce kamenivem, se trubky sejmou a použijí se pro další úsek.



Obr. 1.4: Detail pomocných trubek na lícové straně (schéma převzato ze zdroje [15])

1.1.3 Plnění gabionů

Výplňový materiál musí splňovat stanovená kritéria. Používají se pevné úlomky hornin nebo valouny, které nepodléhají povětrnostním vlivům, neobtnají, nejsou křehké a neobsahují vodou rozpustné soli. Upřednostňují se horniny, které mají vyšší měrnou hmotnost a nízkou pórovitost.

Ručně skládaná pohledová plocha

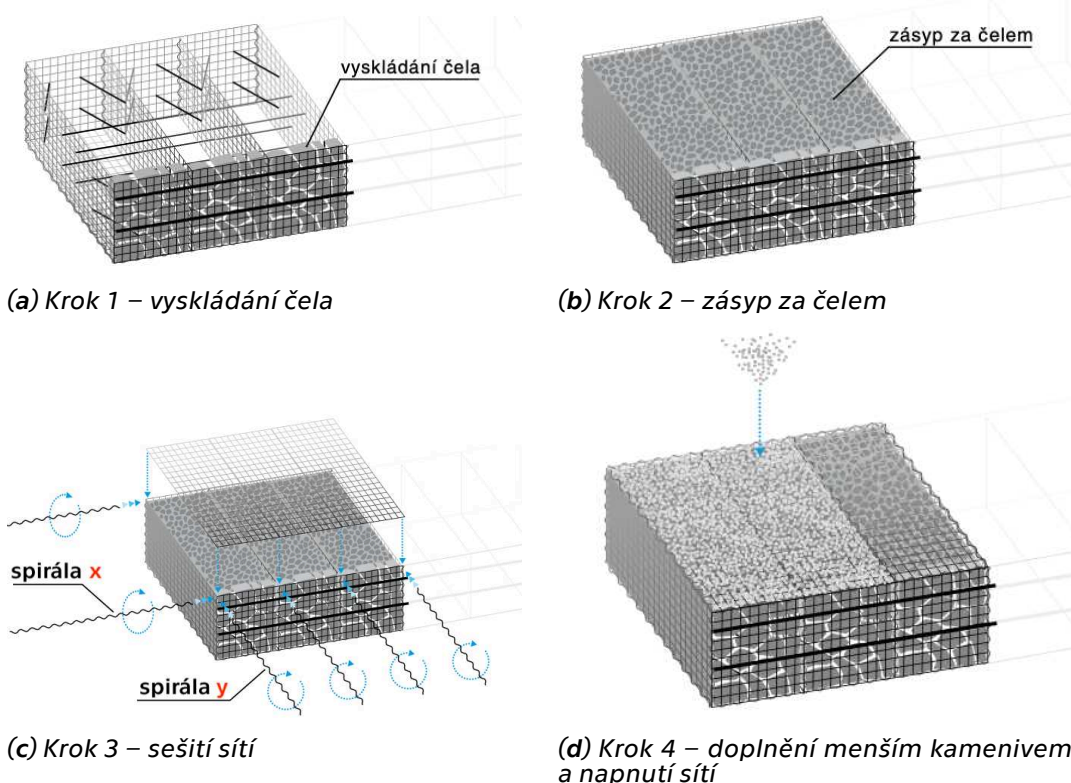
Do pohledové lícové strany je použit lomový kámen nebo je použita frakce kameniva, u které je aspoň jeden rozměr větší, než je rozteč drátů v lícové síti. Mezery, které vznikají při skládání pohledové strany je možno vyplnit kamenivem frakce menší, než je rozměr oka, ale pouze pro vyklínování a v malém množství. Plnění probíhá do nezavíkaných košů, ve kterých se nacházejí distanční spony a na pohledové lícové straně jsou připevněné lešenářské trubky. V první řadě se ručně vyskládá pohledová strana lomovým kamenem (viz obr. 1.5a) a následně se rub koše strojně zasype drobnější frakcí (viz obr. 1.5b). Pro dosypávání se používá kamenivo frakce 32–63 mm a 63–125 mm, pro zmenšení mezerovitosti je vhodné použít i kamenivo menší frakce jako například 0–63 mm nebo 0–125 mm, čímž dojde k navýšení objemové hmotnosti objektu až o 20 %. Je zapotřebí dodržet, aby příměs jemných frakcí nebyla větší, než je mezerovitost kameniva. Za vyskládaným čelem je na dosypání možno použít i větší lomový kámen, ale je nutné, aby byly veškeré mezery vyplněny drobnější frakcí. Následně jsou sítě sešity (viz obr. 1.5c). Po dokončení spodní řady, a přípravě na následující řadu je nutné víko spodní řady dosypat frakcí 32–63 mm (viz obr. 1.5d), kde menší kamenivo propadne jednotlivými oky víka a doplní tak mírně nedoplněnou spodní řadu košů, čímž se vyloučí následná deformace víka, která by mohla nastat po vyskládání lomového kamene do následující vrstvy lícové strany.

Strojně sypané

Gabionovou konstrukci lze plnit strojně, v případech, kdy není kladen důraz na mozaikovou strukturu pohledové části konstrukce. Pro tento způsob plnění je vhodné použití sítí na lícové straně s rozměrem ok 100x50 mm nebo 50x50 mm s frakcí kameniva 63–125 mm nebo s jemnější frakcí kameniva 32–63 mm.

Plnění zeminou, směsí zeminy a kameniva

Tento typ se používá především v případech, kde se předpokládá ozelenění pohledových ploch konstrukce. Výplňový materiál je předepsaný projektem, kde je stanoven konkrétní typ zeminy, případně směs zeminy s vhodnou frakcí kameniva. Následně se tento materiál sype ve vrstvách 250–300 mm, které jsou následně hutněny malou hutnící technikou, například pěchem nebo vibrační deskou. Pohledová strana je tvořena sítěmi s oky 50x50 mm, na tyto sítě se z vnitřní strany připevní vázacím drátem kokosová rohož, juta, či jiná vhodná textilie, aby bylo zabráněno vysypávání a vyplavování jemné frakce zeminy. V konečné fázi dojde k osetí hydroosevem, díky kterému získá celá konstrukce na kvalitě i z estetického hlediska.

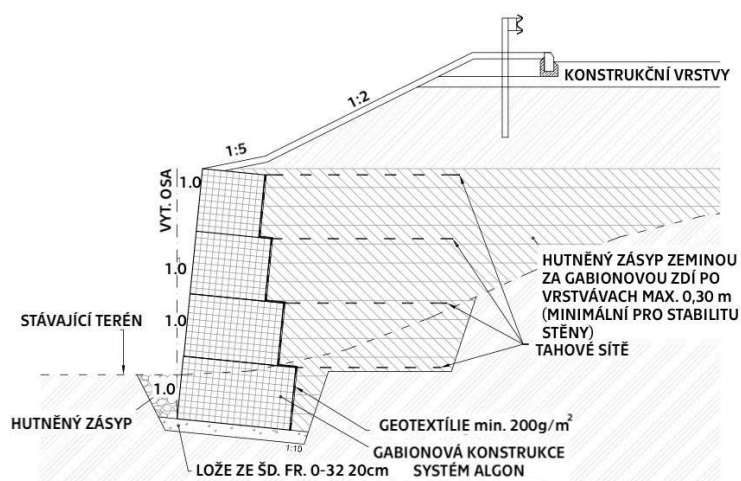


Obr. 1.5: Ručně skládaná pohledová plocha gabionové konstrukce (schémata převzata ze zdroje [15])

1.2 Gabionové konstrukce s tahovými sítěmi

Jedná se o konstrukci s vyztužením zásypového materiálu, výztužným prvkem jsou tahové sítě (viz obr. 1.6). Sítě mají tahovou pevnost 40 kN/m nebo 80 kN/m v závislosti na statickém výpočtu. Použitím tahových sítí lze docílit zeštíhlení gabionové konstrukce a výrazného zlepšení parametrů zásypového materiálu.

Tahové sítě je nutné napnout, aby bylo zajištěno částečné předpětí a došlo k napnutí i ve spojích. Sítě se částečně předepínají použitím ocelových trnů o délce cca 300 mm o průměru 8–12 mm s četností 1–2 ks/m² plochy tahové sítě. Vyztužené zásypy se budují ve vodorovných vrstvách o mocnosti 250–350 mm na jednu vrstvu.



Obr. 1.6: Gabionová konstrukce s tahovými sítěmi (schéma převzato ze zdroje [15])

2 Posouzení vyztužené zeminy

Principem navrhování stavebních konstrukcí je prvotní dimenze konstrukce tedy návrh nosné konstrukce, dále pak posouzení návrhu a následná realizace stavební konstrukce. Pro posouzení spolehlivost konstrukce je zapotřebí posoudit kritéria spolehlivosti, jimiž jsou především bezpečnost, životnost neboli trvanlivost a dále hospodárnost.

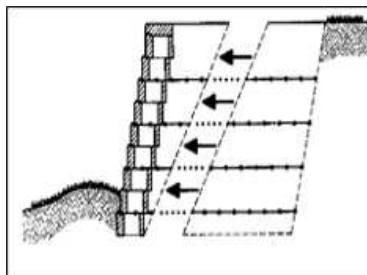
Zajištění spolehlivosti konstrukce, předpokládá to, aby mohla sloužit účelu, pro který byla zhotovena, dále aby byla spolehlivá po celou dobu své předpokládané životnosti. Pokud dojde k překročení mezního stavu, konstrukce svoji spolehlivost ztrácí. Mezní stavy rozlišujeme na I. mezní stav únosnosti a II. mezní stav použitelnosti.

Mezní stav únosnosti neboli zkráceně MSÚ má nejvyšší míru závažnosti, jedná se o situaci, kdy by mohlo dojít k ohrožení bezpečnosti osob. V tomto mezním stavu může dojít k úplnému nebo částečnému zřícení, porušení celistvosti prvků, například zlomení nebo přetržení, dále pak může dojít ke ztrátě stability jako celku, například k překlopení opěrné zdi nebo sesuvu objektu.

Druhým mezním stavem je mezní stav použitelnosti neboli zkráceně MSP, kde se posuzují nadměrné deformace jako jsou průhyby nebo protažení, případně jiné dynamické stavy konstrukce. Při posuzování vyztužené zeminy mohou nastat dva typy porušení, a to z hlediska vnitřní stability a vnější stability.

I. mezní stav porušení – vnitřní stabilita

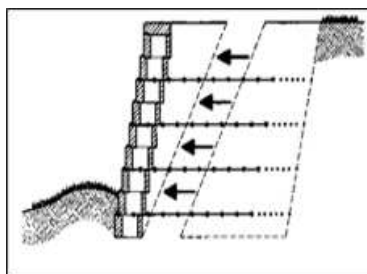
Konstrukce se posuzuje z hlediska vnitřní smykové plochy procházející oblastí vyztužení. Jednou z vnitřních stabilit je přetržení tahové sítě. Musí být zajištěna velká pevnost v připojení, aby se výztuž nemohla přetrhnout ani vytrhnout ze spojů mezi konstrukcí. Při posuzování vyztužené opěrné konstrukce, může být toto připojení rozhodující (viz obr. 2.1).



Obr. 2.1: Vnitřní stabilita – přetržení (schéma převzato ze zdroje [18])

Výpočtové parametry výztuh se stanovují na základě průkazných zkoušek, které se nechávají provést výrobcem. Stanovují se zejména parametry mechanické, jako je tahová pevnost v obou směrech, průtažnost, tření (smykový odpor), ke kterému dochází na rozhraní geotextílie a zeminy, dále pak odolnost při zabudování, vliv pH, chemismu, teploty a UV záření, kdy všechny tyto parametry mohou snižovat pevnost výztužného materiálu.

K vytržení tahových sítí ze zeminy, může dojít, pokud by nebyla zajištěna dostatečná kotevní délka za smykovou plochou, následkem čehož by byla tahová síť vytržena i se zeminou a celou konstrukcí (viz obr. 2.2).



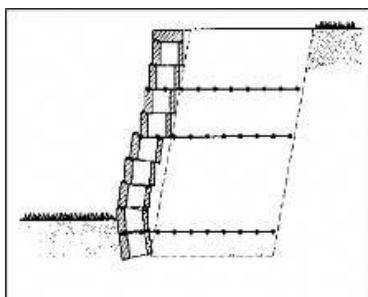
Obr. 2.2: Vnitřní stabilita – vytržení (schéma převzato ze zdroje [18])

Posledním z případů vnitřní stability je vyboulení konstrukce (viz obr. 2.3), kde by například u gabionového koše mohlo dojít k nesprávnému provedení táhel a spon, při následném plnění koše kamenivem by potom mohlo dojít k vyboulení. Spony zajišťují tvarovou stálost gabionu proti vyboulení.

I. mezní stav porušení – vnější stabilita

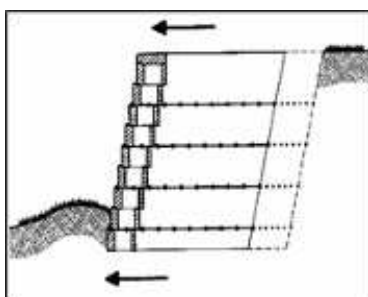
Posuzuje se stabilita konstrukce po vnější smykové ploše, která prochází až za oblastí vyztužení.

2. Posouzení vyztužené zeminy



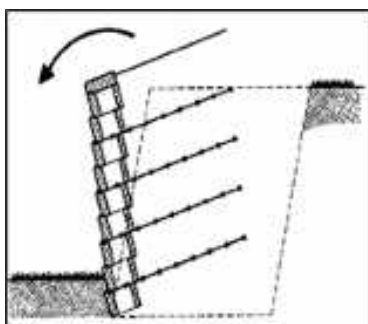
Obr. 2.3: Vnitřní stabilita – vyboulení (schéma převzato ze zdroje [18])

V případě, který je znázorněn na obrázku (viz obr. 2.4) došlo k posunutí konstrukce. Je nutné posoudit smykovou sílu ku odporu zeminy. Výpočet se stanoví podle stupně bezpečnosti nebo také podle mezních stavů.



Obr. 2.4: Vnější stabilita – posun (schéma převzato ze zdroje [18])

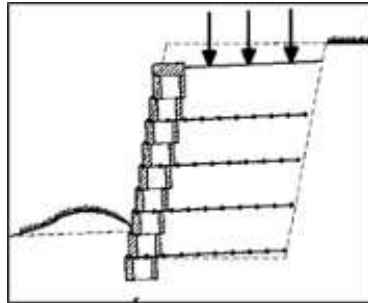
V následujícím případě je klopící moment větší než moment vzdorující, a tím dojde k překlopení celé konstrukce včetně tahových sítí (viz obr. 2.5).



Obr. 2.5: Vnější stabilita – překlopení (schéma převzato ze zdroje [18])

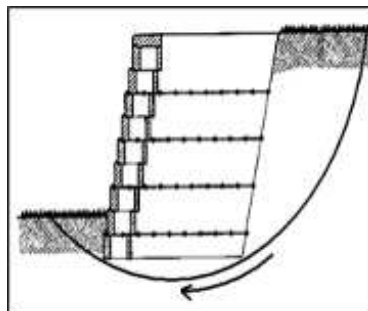
Při dosažení určitého zatížení, dojde k prolomení. Vytvoří se spojitě smykové plochy, po kterých je zemina vytlačována a konstrukce se zaboří

či nakloní, jak je vidět na obrázku níže (viz obr. 2.6). Hodnota zatížení závisí především na smykových parametrech zeminy a na hloubce zatížení.



Obr. 2.6: Vnější stabilita – únosnost podloží (schéma převzato ze zdroje [18])

Posledním případem vnější stability je celková stabilita svahu (viz obr. 2.7), která se může porušit, pokud dojde k překročení pevnosti zeminy na smykové ploše, která se nachází za zdí. Všeobecně lze celkovou stabilitu svahu posoudit podle metody mezní rovnováhy. Jedná se o proužkovou metodu neboli Pettersonovu metodu. V této metodě se neberou v úvahu síly vyvolané sousedními proužky a vychází se pouze z momentové podmínky. Provede se momentová podmínka ke středu smykové kružnice pro kruhovou výseč. Dalším typem výpočtu, který lze provést pro posouzení celkové stability je Bishopova metoda, která na rozdíl od Pettersonovy metody uvažuje s vlivem sousedních proužků, a kromě momentové podmínky vychází i z rovnováhy jednotlivých sil pro jednotlivé proužky.

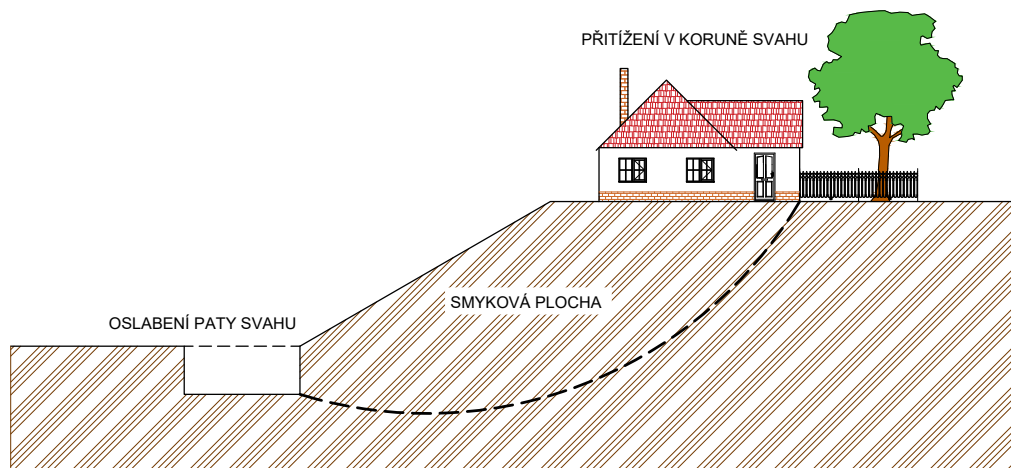


Obr. 2.7: Vnější stabilita – celková stabilita (schéma převzato ze zdroje [18])

3 Vnější celková stabilita

Vnější celková stabilita, která byla popsána v kapitole 2 pojednává pouze o bloku konstrukce, kde dojde k lokálnímu porušení, kdežto vnější celková stabilita svahu, která bude zmíněna v této kapitole, pojednává o globálním porušení, které je znázorněno na následujícím schématu (viz obr. 3.1). Ke globálnímu porušení může dojít, pokud dojde k přetížení koruny svahu například výstavbou objektu či zářezem do stávající paty svahu. Vlivem těchto zásahů dojde ke snížení svislého napětí a tím ke vzniku smykové plochy a následně ztráty stability svahu.

Mechanické poruchy svahu, ke kterým může dojít, a které mohou narušit vnější celkovou stabilitu svahu, jsou rozděleny do několika klasifikací. Klasifikace a jejich rozdělení jsou následně popsány a vysvětleny na ukázkových příkladech.



Obr. 3.1: Schéma vnější celkové stability, schéma Dušková, Š.

3.1 Rozdělení sesuvů

Sesuv je určitý pohyb zeminy, horniny či jejich kombinace po svahu vlivem působení gravitace. Sesuvy byly rozděleny do několika klasifikací podle mechanické poruchy svahu. Nejrozšířenější klasifikací svahových pohybů je podle D. J. Varnes (1978). Jedná se o klasifikační systém, který

používá United States Geological Survey (USGS). Před touto klasifikací se používalo rozdělení například podle Coates (1977) nebo rozdělení podle české klasifikace Němčok, Pašek, Rybář (1974), kterou stále používá Česká geologická služba (ČGS), a která nahradila klasifikaci Záruby a Mencla (1969). Následující tabulka (viz tab. 3.1) znázorňuje čtyři základní rozdělení skupin svahových pohybů podle mechanismu pohybu a jeho rychlosti podle klasifikace Němčok, Pašek, Rybář (1974). Podrobnější rozdělení svahových pohybů lze najít v publikaci [12].

Tab. 3.1: Klasifikace sesuvů podle rychlosti pohybu podle Němčoka, Paška, Rybáře, 1974 podle publikace [12], obrázky podle publikace [11]

Typ	Příklad	Charakteristika	Rychlost
Ploužení		Vytlačování plastického podloží, ploužení, rozvolňování svahu	mm až cm/rok
Sesouvání		Sesouvání zemin podle smykové plochy	cm až m/den
Stékání		Stékání svahových zemin	m/hod až km/hod
Řícení		Náhlé přemístování zemin / hornin především volným pádem	m/s

Jednotlivé typy sesuvů, ke kterým může dojít, jsou znázorněny a popsány níže podle publikace [7]. K některým typům sesuvů byl vybrán konkrétní příklad pro lepší znázornění.

3.1.1 Ploužení

Ploužení (creep) představuje rovnoměrný pomalý pohyb zeminy nebo horniny. Pohyb je způsoben vnitřním smykovým namáháním, které je dostatečné k vyvolání deformace, ale není dostatečné ke ztrátě stability svahu. Ploužení můžeme rozdělit na tři typy:

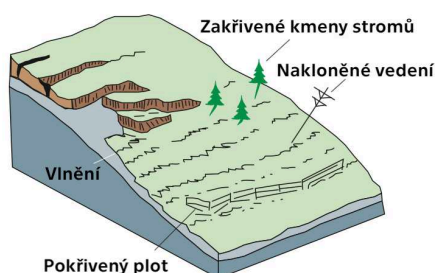
3. Vnější celková stabilita

- sezónní, kdy je pohyb zeminy ovlivněn vlhkostí
- souvislý, kdy smykové namáhání trvale převyšuje sílu materiálu
- progresivní, kdy u svahů dochází ke ztrátě stability u jiných typů sesuvů

Spouštěcím mechanismem pro sezónní ploužení jsou srážky, či tání sněhu. Především jílovité sedimenty v důsledku saturace vodou bobtnají, a tak zvětšují svůj objem. Pro jiné typy ploužení může být řada jiných příčin, jako je například chemické nebo fyzikální zvětrávání, destabilizace terénu při výstavbě či porušené potrubí.

Výskyt a rozsah

Nejběžnějším ukazatelem ploužení je tzv. „opilý les“, kdy se kmen snaží udržovat stále kolmý směr k zemskému povrchu, ale v důsledku pomalého ploužení zeminy pod ním, se postupně kmen stává prohnutým (viz obr. 3.2). Tento typ sesuvu předchází běžným typům sesuvu, které jsou rychlejší a mnohem ničivější. Může se jednat o sesuv regionálního rozsahu, v řádů několika desítek čtverečních kilometrů, nebo může být jednoduše omezen na malé oblasti.



Obr. 3.2: Charakteristické znaky ploužení (schéma převzato z publikace [7])

Rychlost sesuvu

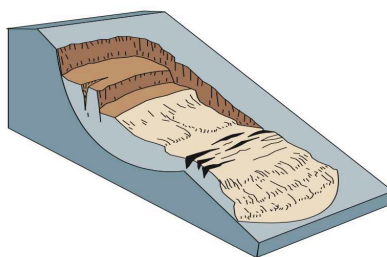
Jedná se o nejpomalejší typ sesuvu, jeho rychlost je pomalá až extrémně pomalá obvyklá rychlost je 1 metr za deset let.

Opatření

Běžným opatřením k zamezení ploužení je řádné odvodnění zájmového území, kde by mohlo docházet k pomalé destrukci silničních staveb, pozemních konstrukcí, či podzemních zařízení jako je kanalizační potrubí, které by při narušení mohlo danou oblast více nasytit. V neposlední řadě je možné sesuvné těleso odstranit, popřípadě jen jeho část a vystavit opěrné zdi, k jeho zastavení.

3.1.2 Rotační sesuv

K tomuto typu sesuvu dojde, pokud se naruší rovnováha mezi smykovým odporem a smykovým napětím a v důsledku toho se svah stane nestabilní, následkem čehož dochází k vytlačování materiálu z oblasti, kde došlo k lokálnímu porušení. Schéma rotačního sesuvu je zobrazeno (viz obr. 3.3). Pohyb sesuvu je víceméně rotační okolo osy, která je rovnoběžná s obrysem svahu. Hmota se může za určitých okolností pohybovat jako relativně souvislá hmota podél povrchu, kde došlo k porušení s malou vnitřní deformací. Spouštěcím mechanismem mohou být intenzivní srážky, popřípadě zvýšení hladiny podzemní vody, nebo rychlé tání sněhu, které vede k nasycení svahu. Dalším důvodem může být rychlý pokles hladiny řek v důsledků povodní.



Obr. 3.3: Charakteristický projev rotačního sesuvu (schéma převzato z publikace [7])

Opatření

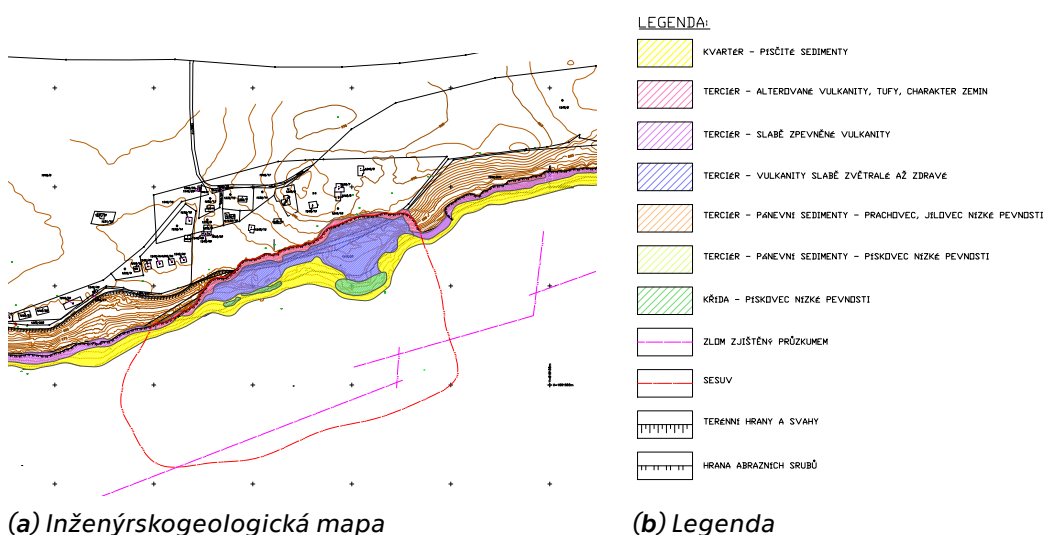
Velký objem materiálu, který je vlivem sesuvu přemístěn, je obtížné trvale stabilizovat. V těchto případech lze využít geotechnický monitoring,

3. Vnější celková stabilita

který může odhalit pohyb a jeho rychlost. Je zapotřebí upravit odvodňovací cesty, aby došlo k zabránění hromadění vody a zároveň vzít v potaz historické sesuvy, které se mohou znovu aktivovat. Trhliny, které se vyskytují ve vrcholcích (v čelech) svahu jsou ukazatelem počátku selhání.

Příklad rotačně-planárního sesuvu

Příkladem rotačně-planárního sesuvu podél složené smykové plochy je sesuv na vodní nádrži Nechranice (dále jen VN Nechranice) u chatové oblasti Čermník, kde se jedná o hlavní svahovou nestabilitu ve sledované lokalitě (viz obr. 3.4). Tento sesuv detailně zpracovali Juranka (1971), Rybář – Spanilá (1983). Vodní nádrž se budovala v letech 1961–1968. První sesuv vznikl v roce 1969 při prvním snížení hladiny. První napuštění vodní nádrže proběhlo v roce 1967 na kótu 270 m n. m. vypouštění proběhlo v srpnu, kdy došlo ke snižování hladiny rychlostí 15–20 cm/den až na kótu 252,0 m. Další sesuv nastal v roce 1971 kdy rychlost snižování hladiny byla opět 15 cm/den, tento svahový pohyb byl rychlejší než minulý jelikož byla již vytvořena smyková plocha. Sesuv začal když voda dosahovala kóty 265 m n. m.



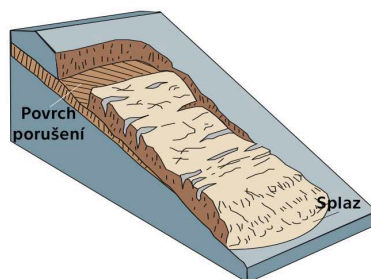
Obr. 3.4: Inženýrskogeologická mapa (Dušková, Š. převzato z technické zprávy [14])

Měření probíhalo až do roku 1983. V letech 1969 až 1976 došlo k vyrovnání dynamické rovnováhy hmot sesuvu. Sesuv je nyní dočasně uklid-

ně, pokud opět nedojde k většímu poklesu hladiny cca o 10 m, nebo při poklesu o rychlosti vypouštění 15 cm/den. Ve sledované oblasti se v podloží vyskytují vulkanické horniny, pískovce křídového stáří, jejichž mocnost se směrem do svahu zmenšuje, protože dochází ke zvětšování bazaltového tělesa [1].

3.1.3 Translační sesuv

Translační sesuv se pohybuje po relativně rovném povrchu s relativně malým rotačním pohybem. Tento typ sesuvu může postupovat na značné vzdálenosti. Sesuv se pohybuje podél geologických diskontinuit, jako jsou trhliny, spoje nebo rozhraní mezi horninou a zeminou (viz obr. 3.5). Spouštěcím mechanismem jsou primárně intenzivní dešťové srážky, tání sněhu, záplavy, nebo jiné případy, kdy může docházet k lokálnímu úniku vody a následnému nasycení zeminy.



Obr. 3.5: Charakteristické projevy translačního sesuvu (schéma převzato z publikace [7])

Rychlost sesuvu

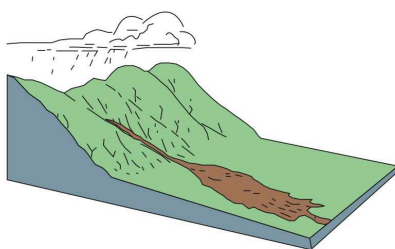
Rychlost sesuvu je přibližně 1,5 m/měsíc, ale většinou se pohybuje kolem 1,5 m/den. Tyto sesuvy mohou být až extrémně rychlé.

Opatření

Je zapotřebí danou lokalitu odvodňovat, aby se zabránilo nasycení půdy. Mezi nápravná opatření můžeme zařadit opěrné zdi, vyrovnání svahu nebo odvodnění. Translační sesuvy, ke kterým dochází na mírných až prudkých svazích, je velmi obtížné trvale stabilizovat.

3.1.4 Stékání

Jedná se o souvislý pohyb, jehož rychlost se podobá pohybu ve viskózní kapalině. Stékání (viz obr. 3.6) se děje v závislosti na obsahu vody, pohyblivosti a vývoji pohybu. Někdy k tomuto sesuvu může dojít při rotačním nebo translačním sesuvu, kdy se jemnozrný materiál nasytí a tím se daný sesuv promění v stékání. Spouštěcím mechanismem jsou obvykle vysoké průtoky povrchové vody, způsobené vydatnými srážkami nebo rychlým táním sněhu.



Obr. 3.6: Projev stékání (schéma převzato z publikace [7])

Výskyt a rozsah

Tento typ sesuvu se vyskytuje celosvětově, převládá především v příkrých roklích a kaňonech. K masivnímu výskytu může dojít, pokud byly svahy zbaveny vegetace například v důsledku požárů nebo kácení stromů. Dále se často vyskytují v sopečných oblastech, kde je velké množství jemnozrné zeminy. Sesuv většinou končí v úpatí svahu.

Rychlost sesuvu

Rychlost tohoto typu sesuvu může být až 56 km/h v závislosti na konzistenci a na úhlu sklonu.

Opatření

Sesuvům se ve většině případů nedá zabránit. Oblasti kde je předpokládán takovýto sesuvný tok, může být vybudováno koryto, které sesuv odkloní. Pro Českou republiku existují mapy dostupné na webu České geologické služby, které zobrazují místa s aktivními či hrozícími sesuvy.

Příklad stékání

Zámek Jezeří neboli „Zámek na rozhraní dvou světů“ [9]. Tento zámek se nachází na úpatí Krušných hor (viz obr. 3.7). Poslední období je ohrožen činností Severočeských uhelných dolů. Bylo nutné ověřit stav krystalinického masivu, jeho zlomové tektonické narušení, zvětrávací procesy a sesuvnou činnost v místech, kde k hranici pánve přiléhá areál zámku Jezeří. Jelikož došlo k přehodnocení energetické koncepce, došlo i k přehodnocení záměrů v dané lokalitě a tak velkolom Československé armády zahrnul do své těžební sféry svahy Krušných hor v bezprostřední blízkosti zámku. Tato významná kulturní památka byla v polovině 80. let určena k demolicí, z důvodu prioritní těžby uhlí. Vzhledem k rozsáhlé problematice místní geologie, mohlo dojít k ohromnému sesuvu krušnohorských svahů přímo do hnědouhelného lomu a tím dojít k jeho zániku [9].

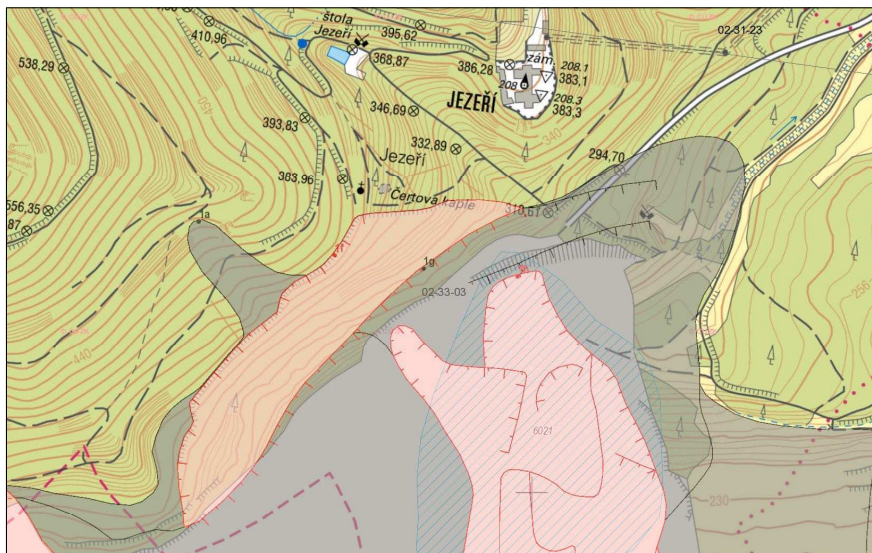


Obr. 3.7: Pohled na zámek Jezeří, v pozadí velkolom, foto Dušková, Š.

Dle mapy svahové nestability přístupné na webu České geologické služby (ČGS) jsou znázorněny aktivní svahové pohyby (viz obr. 3.8). Střední část tohoto souvrství tvoří uhelná sloj, nad slojí se vyskytuje v různých mocnostech jílovité facie. Tyto jíly mají predispozice pro vznik svahových deformací. Svahy jsou překryty různě mocnými kvarténními sedimenty, které tvoří výplavové kužely. Sesuvy závisely na postupu těžby. Sesuvy byly datovány v roce 1952, 1982, 1984, 2005 a 2011. Ke snížení stability došlo odlehčením svahu při patě vlivem skrývek a posléze těžebními řezy. V první řadě se zde jedná o sesouvání podél složené smykové plochy. Výsledkem jsou rotačně planární sesuvy. Dále vlivem vysokého zvodnění

3. Vnější celková stabilita

svahu docházelo ke ztekucování jílovitých sedimentů a sesouvání místy přecházelo do stékání [2].



Obr. 3.8: Mapa svahových nestabilit (převzato z ČGS [10])

Mapované svahové nestability

Mapované nestability liniové

- Morfologicky zřetelné omezení, akumulační oblast, dočasně uklidněná
- Morfologicky zřetelné omezení, akumulační oblast, aktivní
- └─ Odlučná hrana sesuvu (horní omezení odlučené stěny), dočasně uklidněné
- └─ Odlučná hrana sesuvu (horní omezení odlučené stěny), aktivní
- - - Hypotetické omezení, aktivní

Nestability plošné - číslo zákresu

- aktivní
- ostatní

Mapované nestability plošné

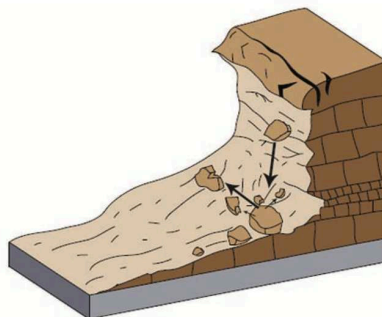
- Aktivní
- Dočasně uklidněné

Obr. 3.9: Legenda mapy svahových nestabilit (převzato z ČGS [10])

3.1.5 Řízení

K řízení dochází odtržením horniny, zeminy, či jejich kombinace, k čemuž dojde vlivem strmého svahu. Materiál se odtrhne a vlivem pádu

se zřítí, či odvalí (viz obr. 3.10). Jedná se o prudký pohyb skály nebo zeminy, které se oddělují od svahů nebo útesů. Ve skalních oblastech se odtržená část skály může začít valit na strmějších svazích a může pokračovat do spodních částí terénu, dokud se sklon terénu nezmírní.



Obr. 3.10: Schéma skalního řícení (schéma převzato z publikace [7])

Výskyt a rozsah

Tento typ sesuvů se vyskytuje po celém světě. Nejčastější výskyt je v horských oblastech, v zářezích skal či na mořských pobřežích. Spouštěcím mechanismem může být lidská činnost jako je budování zářezů pro horské komunikace, dále pak působením přírodních jevů jako je voda, vítr, déšť, kdy dochází k obrušování a vymílání materiálu. Zásadní vliv má rovněž cyklus mrazu a tání, a v neposlední řadě zemětřesení. Objem odtrženého materiálu se může lišit vlivem typu horniny nebo zeminy.

Rychlost sesuvu

Rychlost řícení závisí na strmosti svahu. Jedná se o velmi rychlý až extrémně rychlý pohyb sesuvu. Řízení daného materiálu se může pohybovat v řádu desítek až tisíců tun metrů krychlových.

Opatření

K zabránění řícení skalní stěny jsou použity především závěsy nebo jiné kryty svahů, vozovek, nebo mohou být použity opěrné stěny bránící odvalování. Pro zajištění vyšší bezpečnosti jsou části, kde hrozí vyšší riziko zřícení, předem odstřeleny. Sanace skalních stěn je zajištěna pomocí skal-

3. Vnější celková stabilita

ních šroubů nebo kotev. V místech, kde dochází k častému drolení skály, je její část přestříkána stříkaným betonem a následně bodově zajištěna.

Příklad řízení

Příkladem, kde dochází k častému řízení je VN Nechranice. Vyčlenila jsem dvě oblasti, ve kterých dochází k řízení. Hladina vody v nádrži se během roku pohybuje mezi 264,5–269,0 m n. m. maximálně dosahuje 273,0 m n. m. extrémně hladina může stoupnout až na 274,0 m n. m.

Oblast s vulkanogenním souvrstvím je tvořena různě alterovanými čediči a tufy. V oblasti se nachází vysoký abrazní srub o výšce 10,0–12,0 m (viz obr. 3.11). Při prázdnění nádrže dochází vlivem kolísání hladiny k ústupu abrazního srubu v řádech desítek centimetrů za rok. V některých profilech byl naměřen posun abrazní hrany o 6,0–10,0 m v období 1971 až 2020. Dochází zde k přetváření abrazního srubu vlivem negativních účinků abraze, jako je nasycení pórů a vyplavování jemných frakcí. Dalším negativním faktorem je rychlost větru která se pohybuje do 10 m/s, nad 10 m/s se pohybuje v řádu dnů za rok. V důsledků nízkých teplot v zimním období v kombinaci s působením srážek promrzají svahy nasycené vodou. Voda v puklinách a pórech zvětšuje svůj objem a při jarním tání dochází k řízení. V letních měsících svahy vysychají a dochází k drolení, opadávání stěn a tím vznikají osypové kužely.



Obr. 3.11: Oblast s vulkanogenními sedimenty VN Nechranice, foto Dušková, Š.

Toto místo lze sanovat v dolní části svahu, kde dochází k abrazi vlivem vln, provedením ochranných opatření formou vlnolamů. Další možnou ochranou by mohl být kamenný zához z lomového kamene, přičemž jednotlivé balvany by dosahovaly hmotnosti cca 300–500 kg. Balvany by bylo nutno od podložních vrstev oddělit geotextílií. Další ochranu břehu by mohli zajistit ochranné gabionové matrace.

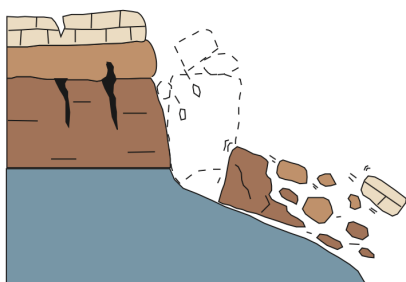
Druhá oblast je tvořena pánevními sedimenty jako jsou jílovce, pískovce, prachovce a části s uhelnými slojkami. Zde se nachází vysoký abrazní srub o výšce 10,0–12,0 m (viz obr. 3.12), který vlivem kolísající hladiny ustupuje v řádu desetin centimetrů za rok. V některých profilech byl naměřen posun abrazní hrany o 15,0–25,0 m v období 1971–2020. To představuje posun o 0,3–0,5 m/rok. Zdejší oblast spadá do evropské soustavy chráněného území Natura 2000 jako ptačí oblast a z tohoto důvodu nelze provádět žádné zásadní stavební zásahy do oblasti. V nadložním svahu se nenacházejí žádné obytné chaty, které by byly ohroženy přetvářením skalního svahu. Zde je možné použít stejný typ sanace, jako u předchozího příkladu. Pro zamezení abraze, lze provést ochranu spodní části pomocí vlnolamů jako jsou gabionové matrace.



Obr. 3.12: Oblast s pánevními sedimenty VN Nechanice, foto Dušková, Š.

3.1.6 Blokový skluz

Tento typ sesuvu je ve většině případů důsledkem gravitace způsobenou váhou materiálu, který byl postupně vytlačen (viz obr. 3.13). Vytlačení hmoty může být způsobeno působením vody a mrazu v zimních měsících, kdy vzniknou trhliny, které se postupně vlivem klimatických změn roztrhají a materiál se od celku odtrhne. Svrchní část je převážně tvořena humózním horizontem (jemnozrnnou zeminou) nebo sutí.



Obr. 3.13: Schéma blokového skluzu (schéma převzato z publikace [7])

Výskyt a rozsah

Tento typ sesuvu je běžným typem vyskytujícím se v blízkosti toků řek a potoků, kde se vyskytují strmé břehy. Vlivem působení přírodních podmínek (tekoucí voda) v korytě řek a potoků dochází k vytěžení hmoty a vytvoření převisů, následkem čehož vlivem působení gravitace dochází k pádu částí břehů a tím k erozi terénu.

Rychlost sesuvu

Rychlost sesuvu je extrémně pomalá, ale také může dosahovat extrémní rychlosti, v závislosti na vzdálenosti.

Opatření

Je zde více možností jak danou oblast náchylnou k sesuvu stabilizovat. Mohou být použity skalní svorníky či jiné typy mechanických kotev, případně odvodňovací systémy.

Příklad blokového sesuvu

Vlčí jámy (Wolfpinge) jsou přírodní památkou nacházející se v Krušných horách v Karlovarském kraji, na jihozápadním svahu Blatenského vrchu (1042,6 m n. m.). Blatenský vrch je klenbovitý vrchol tektonicky vyzviženého hřbetu, tvořený biotitickou žulou krušnohorského plutonu. Vlčí jáma (viz obr. 3.14) vznikla odtěžením cínovcového pásma Wolfgang, hlavně v 16. století. Těžba dle pramenů skončila v roce 1837. Jedná se tedy o opuštěnou dobývku bývalého dolu Wolfgang. Důl měl řadu chodeb a dosahoval hloubky až 70 m. Později došlo k zřícení stropů podzemních komor a skalních stěn. Tato jáma je dlouhá cca 200 m a široká cca 14 m, místy až 40 m, hluboká cca 25 m. Místy si lze ve stěně všimnout zbytků starých zřícených chodeb a oken.

Dle mapových podkladů České geologické služby (ČGS) se jedná o dočasně uklidněný stav. Jedná se o druh svahové nestability formou akumulace odvalového řízení a řízení bloků. Výška odlučné stěny je 25 m. Tento typ sesuvu vznikl vlivem antropogenní činnosti [3].



(a) Pohled na část důlního propadu Vlčí jámy



(b) Pohled do Vlčí jámy

Obr. 3.14: Vlčí jáma, foto Dušková, Š.

4 Návrhové přístupy

Existuje více možností posouzení stability svahů, jako například, posouzení podle mezních stavů, stupeň bezpečnosti a návrhové přístupy, které vycházejí z mezních stavů. Zatím co metoda posouzení mezních stavů je modernější a výstižnější, je výhodné použít stupeň bezpečnosti, pro svou jednoduchost a přehlednost výpočtu. Při tomto výpočtu se ani zatížení ani parametry zeminy neredukují žádnými výpočtovými koeficienty. Jedná se o kontrolní podmínku, kdy poměr sesouvajícího momentu na smykové ploše ku vzdorujícímu momentu je větší než požadovaný stupeň bezpečnosti. Stupeň bezpečnosti na dané smykové ploše se vypočte dle následujícího vzorce (viz rovnice 4.1).

$$F_s = \frac{M_p}{M_a} > SF_s \quad (4.1)$$

kde: F_s – spočtený stupeň bezpečnosti
 M_a – sesouvající moment
 M_p – vzdorující moment
 SF_s – požadovaný stupeň bezpečnosti

Při posouzení podle teorie mezních stavů se počítá hodnota využití V_u , která se srovnává se 100 %. Hodnota využití je dána vztahem (viz rovnice 4.2).

$$V_u = \frac{M_a}{M_p} 100 \% < 100 \% \quad (4.2)$$

kde: M_a – sesouvající moment
 M_p – vzdorující moment

Moderní normy pro posuzování bezpečnosti vycházejí z konceptu mezních stavů. Pro posuzování konstrukcí je nutné do výpočtu zavést návrhové přístupy dle EN 1997-1, které se liší dílčími součiniteli. Součinitelé se aplikují na zatížení a jeho účinky A, kde A1 je zatížení konstrukce a A2 jsou geotechnická zatížení, dále se součinitelé aplikují na vlastnosti základové

půdy M, a na odpor R. Hodnoty pro jednotlivé dílčí součinitele se liší podle použitého návrhového přístupu, ale také podle typu řešené geotechnické úlohy jako je opěrná konstrukce, pilota apod. Hodnoty dílčích součinitelů jsou uvedeny v Eurokódu 7 v příloze A. Rozlišujeme následující návrhové přístupy:

- Návrhový přístup 1, který se dále provádí pro dva soubory součinitelů, a to pro Kombinaci 1 a Kombinaci 2. Jedná se o použití ve dvou oddělených výpočtech. V následujícím návrhovém přístupu se uplatňují součinitelé na zatížení a materiálové charakteristiky. Kombinace jsou následující:

Kombinace 1: A1 „+“ M1 „+“ R1

Kombinace 2: A2 „+“ M2 „+“ R1

- Návrhový přístup 2, který uplatňuje dílčí součinitele na zatížení a na odpor materiálu (únosnost). Kombinace pro návrhový přístup 2 je následující:

Kombinace: A1 „+“ M1 „+“ R2

- Návrhový přístup 3, který uplatňuje dílčí součinitele na zatížení a současně na materiál (charakteristiky zemin). Kombinace pro návrhový přístup 3 je následující:

Kombinace: A1 nebo A2 „+“ M2 „+“ R3

Pro návrh stability svahu, a to i vyztuženého bez interakce s další geotechnickou konstrukcí, se vychází z návrhového přístupu DA3.

Pro analýzu svahu a celkovou stabilitu se zatížení na zeminu (např. zatížení konstrukcí, dopravní zatížení) uvažuje jako geotechnické zatížení, a je zapotřebí použít soubor součinitelů zatížení A2. Pro ostatní případy, kde svah není v interakci s další konstrukcí (jedná se tedy pouze o geotechnické zatížení), potom DA3 odpovídá DA1 kombinaci 2. Toto použití je vhodné pro problémy stability svahu, kde nedochází k interakci s další konstrukcí, počítá se tedy s DA1 s kombinací 1 [19].

5 Horské komunikace

5.1 Problémy a řešení stability horských komunikací

V následujícím textu jsou ukázky problémů se stabilitou, které se mohou vyskytnout na komunikacích v horském terénu, a na které jsem narazila na cestách po Švýcarsku. Komunikace nacházející se ve švýcarských alpách byla vybudovaná v 60. letech 19. století. V této lokalitě se nacházejí tři průsmyky, které vedou přes sedla Furka, Grimsel a Susten. První ukázka komunikace se nachází v horském sedle v nadmořské výšce 2429 m n.m. Furka Pass. Tento průsmyk tvoří přirozenou hranici mezi dvěma kantony. Průsmyk spojuje městečko Andermatt (Uri) a Gletsch (Valais).

Na obrázku (viz obr. 5.1) je vidět, že komunikace byla vybudována v odřezu skály. Zdejší skálu bych popsala jako metamorfovanou slídnatou břidlici, šedé barvy výrazně zvrásněnou s šikmou osní rovinou. Část komunikace se nachází na rostlém skalním podkladu a druhá část na násypu. Hrana komunikace je vzdálena 3 m od svahu, který má sklon cca 40° (viz obr. 5.2). Můžeme si všimnout značných trhlin podél osy komunikace, v důsledku sedání násypu oproti rostlému skalnímu podkladu, který předpokládám, že se bude vyskytovat pod částí komunikace. Další příčinou rozšiřování trhlin, mohou být klimatické změny, ke kterým dochází v zimních měsících, kdy dochází k opakovaným cyklům promrznání a tání. Tím mohou být ovlivněny mechanické vlastnosti materiálu v podloží komunikace. U zvětralé horniny může dojít k rozpadu zrn v důsledku teplotního namáhání a nebo v důsledku zvětšování objemu vody v pórech kameniva, a tím může být zajištěn další pohyb komunikace.

Druhým případem byla komunikace nacházející se na opačné straně sedla Grimsel nedaleko vesnice Oberwald na komunikaci Furkastrasse. Komunikace vede přes divoké, řídké zalesněné hornaté oblasti, které jsou charakteristické žulovými skalami.

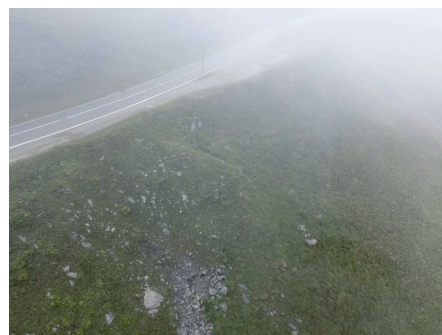
5.1. Problémy a řešení stability horských komunikací



Obr. 5.1: Pohled v ose komunikace, foto Dušková, Š.



(a) Stav svahu komunikace



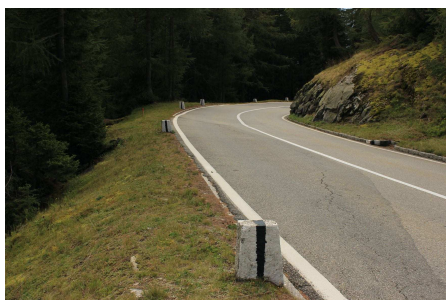
(b) Pohled na svah komunikace z dronu

Obr. 5.2: Pohled na svah komunikace, foto Dušková, Š.

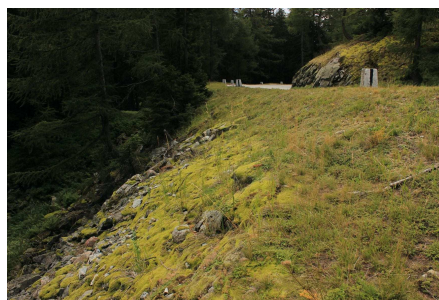
Na obrázku (viz obr. 5.3a) si můžeme všimnout dlouhé podélné trhliny, která začíná u krajnice a obloukem míří ke středu tělesa a následně zpět ke krajnici. Tato trhlina byla cca 6 m dlouhá. Na obrázku (viz obr. 5.3b) je zastižen svah nacházející se pod komunikací. Jedná se o typický příklad svahoviny, tvořený balvany, kameny a jemnozrnnou zeminou, které se vlivem deště mohou pomalu pohybovat po svahu dolů. V důsledku ploužení došlo k poklesu okraje vozovky. K takovému poklesu může také přispět de-

5. Horské komunikace

formace zemního tělesa. V tomto případě by byla vhodná sanace za použití geosyntetiky nebo gabionových košů s tahovými sítěmi.

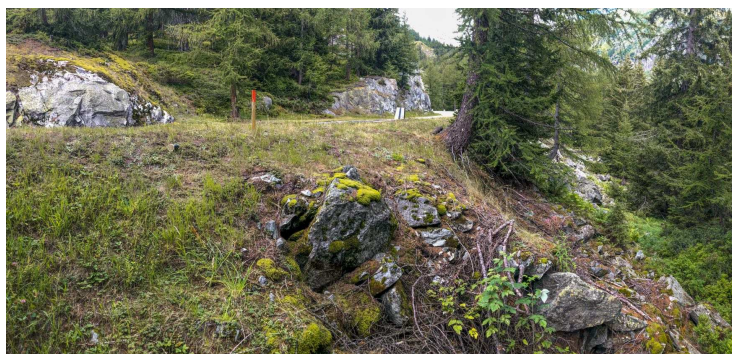


(a) Trhlina podélná



(b) Pohled na svah komunikace

Obr. 5.3: Svah komunikace, foto Dušková, Š.



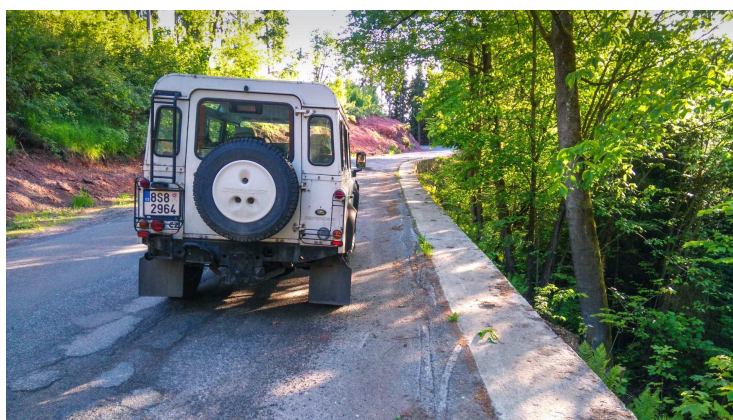
Obr. 5.4: Další pohled na svah komunikace, foto Dušková, Š.

Příklad zachycený v České republice na komunikaci II/280 Podbozkov–Cimbál. Tato komunikace má taktéž charakter horské silnice, vyskytuje se v horské oblasti, kde se skalní podklad nachází blízko komunikace, jako tomu bylo u prvního příkladu (viz obr. 5.1). Zde se také v krajní části komunikace vyskytují strmé svahy. V této zájmové lokalitě došlo k chybovému návrhu projektu, ve kterém byla navržena stěna tvořena ve dvou řadách z mikropilot (viz obr. 5.5), které měly stabilizovat sesuv svahu, respektive zpevnit svah. V oblasti se svrchu vyskytují písky jílovité s přechody do jílu písčitých, pod kterými jsou zcela zvětralé jílovce charakteru jílu jemně písčitých. Jíly jsou vysoce náchylné k objemovým změnám, rozbředání a k sesouvání. Při zpracování projektu nebylo respektováno, že by se daná zemina mohla chovat plasticky, a tím pádem nebylo uvažováno, že by došlo k protlačení zeminy mezi mikropilotami po svahu dolů a k následnému propadu komunikace (viz obr. 5.6).

5.1. Problémy a řešení stability horských komunikací



Obr. 5.5: Komunikace po sejmutí krytu vozovky, foto Dušková, Š.



Obr. 5.6: Původní stav komunikace, foto Záleský, J.

6 Shrnutí výsledků z rešerše

Rešerše byla zaměřena na problematiku, která bude v rámci diplomové práce řešena.

1. Předmětem diplomové práce je rekonstrukce komunikace II/288 vedoucí z obce Podbozkov do obce Cimbál. Jedná se o horskou silnici nacházející se v horském prostředí. Problematika horských silnic je popsána v této kapitole (viz kapitola 5).
2. V zájmové oblasti budou provedeny opěrné konstrukce s vyztuženou zeminou. Postup technického řešení těchto konstrukcí je popsán v kapitole (viz kapitola 1).
3. V rámci diplomové práce bude proveden výpočet gabionové konstrukce s vyztuženou zeminou, kde bude nutné najít nejnižší hodnoty, kdy konstrukce bude ještě stabilní a zároveň aby se jednalo o minimální parametry, které mohou být použity, aby byla zachována míra vyztužení tahových sítí. Posouzení vyztužené zeminy je popsáno v kapitole (viz kapitola 4).
4. Jelikož se jedná o relativně štíhlé konstrukce, které mají výšku až 3,5 m, bude nutné zajistit konstrukční opatření, aby se při sypání chovali jako dostatečně tuhé konstrukce. Problematika vnější a vnitřní stability gabionové konstrukce s vyztuženou zeminou je popsána v kapitole (viz kapitola 2).
5. Výpočtem bude ověřena smyková plocha, kvůli možnému výskytu sesuvu, který by odpovídal kombinované smykové ploše. Možné typy sesuvů jsou popsány v kapitole (viz kapitola 3). Kombinovaná smyková plocha by mohla nastat v pokryvu a po skalním povrchu. Při podrobné prohlídce 9. června 2020, kdy již byl sejmut kryt vozovky, nebyl v blízkém okolí tento typ sesuvu zaznamenán. Z inženýrskogeologického průzkumu je patrné, že provedené vrty jsou mělké. Vrty byly prováděny pro zjištění sledu vrstev a k ově-

ření skalního podkladu. Projevy hlubších smykových ploch nebyly zastiženy a nejsou ani patrné. Před sejmutím asfaltového krytu vozovky (viz obr. 5.6) byly patrné pouze lokální posuny a poklesy, ale ne známky hlubších projevů.

7 Laboratorní testování FBG snímačů

7.1 Princip FBG snímače

FBG mřížky jsou vystaveny širokopásmovému zdroji světla. Mřížka odrazí úzkou spektrální část světla při určité vlnové délce, která reaguje na změny teploty a napětí. Princip činnosti FBG snímače je znázorněn na následujícím schématu (viz obr. 7.1). Braggova vlnová délka je dána následujícím vztahem (viz rovnice 7.1) [5].

$$\lambda_B = 2n_{eff}\Lambda \quad (7.1)$$

kde: n_{eff} – efektivní jádrový index lomu
 Λ – FBG perioda

Dochází k lineární změně vlivem aplikovaného napětí a teploty (viz rovnice 7.2). Z této rovnice dále vychází teplotní kompenzace snímače. Rovnici lze rozdělit na dva členy, které jsou na sobě nezávislé, což znamená, že FBG snímače lze použít k měření teploty izolovaně od vlákna s napětím, [5].

$$\Delta\lambda_B = \lambda_B(1 - \rho\alpha)\Delta\varepsilon + \lambda_B(\alpha + \xi)\Delta T \quad (7.2)$$

kde: $\Delta\lambda_B$ – změna Braggovy vlnové délky
 $\Delta\varepsilon$ – změna napětí
 ΔT – změna teploty
 $\rho\alpha, \alpha, \xi$ – koeficient fotoelastický, teplotní roztažnosti a termooptický koeficient

7.1.1 Stanovení koeficientů

Podle návodu dodávaného k FBGuardu [5] je u typické mřížky Λ_B s vlnovou délkou 1550 nm citlivost na napětí přibližně 1,2 pm/ $\mu\varepsilon$ a citlivost na teplotu přibližně 10 pm/°C. Z těchto hodnot vycházím pro výpočet velikosti změny přetvoření $\Delta\varepsilon$ ze změny vlnové délky odrazu od mřížky podle

následující rovnice (viz rovnice 7.3) a změnu teploty Δt vyjádřím dle následující rovnice (viz rovnice 7.4). Tyto rovnice vycházejí z původní rovnice (viz rovnice 7.2). Koeficient fotoelasticity vyjádřen v rovnici členem $(1 - \rho\alpha)$ nahradím koeficientem k_ε a koeficient teplotní roztažnosti a termooptický koeficient vyjádřen v rovnici členem $(\alpha + \xi)$ nahradím koeficientem k_T .

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\lambda_\varepsilon}{\lambda_\varepsilon \cdot k_\varepsilon} \quad (7.3)$$

- kde:
- $\Delta\lambda_\varepsilon$ – změna Braggovské vlnové délky od mechanického namáhání podél osy vlákna
 - k_ε – koeficient pro přepočítání λ na mechanické přetvoření ε_ε
 - λ_ε – změřená vlnová délka

$$\Delta T = \frac{\Delta\lambda_T}{\lambda_T \cdot k_T} \quad (7.4)$$

- kde:
- $\Delta\lambda_T$ – změna Braggovské vlnové délky od teploty
 - ΔT – změna teploty optického vlákna (v místě Braggovské mřížky) ve °C
 - k_T – koeficient pro přepočítání λ na teplotu
 - λ_T – změřená vlnová délka

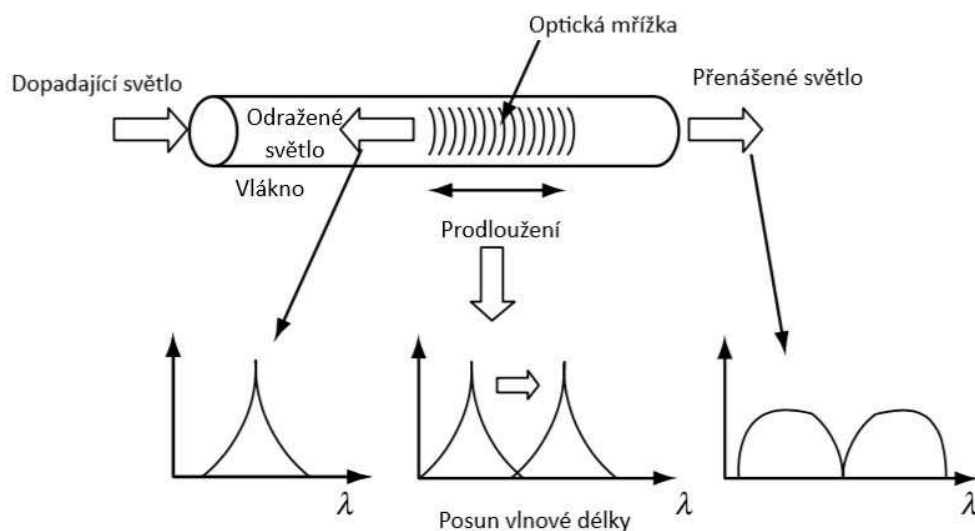
Dosazením do těchto rovnic získám koeficient pro přepočítání na mechanické přetvoření roven $k_\varepsilon = 7,74 \cdot 10^{-7} \text{ 1}/\mu\varepsilon$ a koeficient pro přepočítání na teplotu roven $k_T = 6,45 \cdot 10^{-6} \text{ 1}/^\circ\text{C}$.

7.2 Testování vodotěsnosti snímačů

V rámci studentské grantové soutěže (SGS) pod názvem projektu „Laboratorní testování vlivu vody na optovláknové snímače“ s číslem projektu SGS20/045/OHK1/1T/11 proběhlo testování snímačů. Použité FBG snímače jsou opláštěné plastem (typem dle výrobce), který slouží jako ochranné pouzdro snímače. Pokud dojde k narušení tohoto ochranného pouzdra, může docházet k průniku vody až ke snímači. K narušení ochran-

7. Laboratorní testování FBG snímačů

ného pouzdra může dojít například nešetrnou manipulací na stavbě při provádění zemních prací, popřípadě působením vysokých pórových tlaků vody v zemině. Z důvodu ověření vodotěsnosti snímače bylo provedeno laboratorní testování.



Obr. 7.1: Schéma FBG snímače (převzato z [8])

7.2.1 Návrh tlakové komory

V úvodní fázi řešení projektu byl proveden návrh tlakové komory pomocí normy dle ČSN 69 0010 i přesto, že tato norma není zapotřebí pro tlakové nádoby vytvořené z trubek i nekruhového průřezu s největším vnitřním rozměrem do 100 mm. Použila se nerezová trubka oceli 1,4301 dle ČSN 17 240 dlouhá 1,5 m s vnitřním průměrem 50 mm a tloušťkou stěny 2 mm. Na obou koncích trubky byly vyvrtány tři otvory pro šrouby, které slouží jako zarážka pro těsnící prostupy (viz obr. 7.2b). Na jednom konci trubky byly svařeny elektrodou dva ventily pro připojení na počítačem řízený tlakový zdroj od firmy Wille geotechnik a druhý ventil pro připojení tlakového snímače Almemo FD A602L5R s přesností 0,01 bar (viz obr. 7.2a). Pro přístup do komory slouží těsnící prostupy HDR umožňující přístup optických vláken. Utažením matic se proti sobě stahují nerezové přitlačné desky, které vytlačují speciální gumu jak na procházející média, tak do trubky ve které jsou umístěné, čímž dojde k zajištění spolehlivého utěs-

nění. Dále posloužila 3D tiskárna original Prusa I3 MK3S, kterou má katedra geotechniky k dispozici pro zhotovení kotvících, distančních a dalších pomocných prvků, pro snadné přichycení snímačů v tlakové komoře. Pro daný tisk byl zvolen materiál PLA. Jedná se o nejběžněji používaný materiál pro 3D tisk. Tento materiál je po vytisknutí velmi tvrdý, a tedy vhodný pro navržené prvky, u kterých bude zapotřebí dosáhnout dostatečné tuhosti.

Výpočtem dle normy ČSN 69 0010-4.2 bylo stanoveno dovolené namáhání použité oceli pro provozní podmínky (viz rovnice 7.5). Třetí člen není pro stanovení minimální hodnoty pro pokojovou teplotu, proto jej neuvážuji.

$$\sigma = \tau \cdot \min \left\{ \frac{R_{p1,0}}{n_T}; \frac{R_m}{n_B}; \frac{R_{mT/10^n/t}}{n_D} \text{ nebo } \frac{R_{T/10^n/1/t}}{n_P} \right\} \quad (7.5)$$

kde:	σ	– dovolené namáhání pro provozní podmínky
	τ	– opravný součinitel k_{dov} namáhání
	$R_{p1,0}$	– min. smluvní hodnota meze kluzu při výpočtové teplotě
	n_T	– součinitel bezpečnosti k mezi kluzu
	R_m	– min. hodnota meze pevnosti při výpočtové teplotě
	n_B	– součinitel bezpečnosti k mezi pevnosti
	$R_{mT/10^n/t}$	– střední hodnota dlouhodobé pevnosti v tahu po 10^n hod. při výpočtové teplotě
	n_D	– součinitel bezpečnosti k mezi pevnosti při tečení
	$R_{T/10^n/1/t}$	– střední hodnota meze tečení v tahu, která způsobí za 10^n hod. trvalé $\varepsilon = 1 \%$ při výpočtové teplotě
	n_P	– součinitel bezpečnosti k 1% mezi tečení

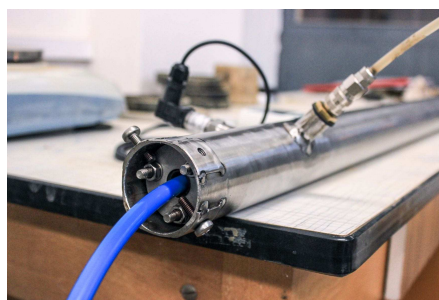
$$\sigma = 1 \cdot \min \left\{ \frac{230,0}{1,5}; \frac{500,0 - 750,0}{2,4} \right\} = 1 \cdot \min \{153,333; 208,888\} = 153,333 \text{ MPa} \quad (7.6)$$

Dále bylo zapotřebí stanovit tloušťku stěny nerezové trubky podle normy ČSN 69 0010-4.5 dle následující rovnice (viz rovnice 7.7). Z výsledku (viz rovnice 7.8) je patrné, že uvažovaná tloušťka stěny 2,0 mm vyhoví.

7. Laboratorní testování FBG snímačů



(a) Zapojení tlakové komory



(b) Detail tlakové komory

Obr. 7.2: Tlaková komora, foto Dušková, Š.

$$s_R = \frac{p \cdot D}{2 \cdot \sigma \cdot \varphi_p - p} \quad (7.7)$$

- kde:
- s_R – výpočtová tloušťka stěny bez přídavek
 - p – výpočtový vnitřní nebo vnější přetlak
 - D – vnitřní průměr skořepiny
 - σ – dovolené namáhání pro provozní podmínky
 - φ_p – součinitel hodnoty podélného svaru

$$s_R = \frac{1,5 \cdot 50}{2 \cdot 153,3 \cdot 1,0 - 1,5} = 0,25 \text{ mm} \quad (7.8)$$

$$s \geq s_R + c \quad (7.9)$$

- kde:
- s – provedená tloušťka skořepiny
 - c – součet všech přídavek k výpočtovým tloušťkám skořepiny

$$s = 2,0 \text{ mm} \geq s_R = 0,25 \text{ mm} \quad (7.10)$$

Posledním posouzením při návrhu tlakové komory byla síla na šrouby, které zajišťují těsnící prostupy. Síla na zátku (viz rovnice 7.11) byla vypočtena z plochy zátky a působícího tlaku v komoře, který byl uvažován 1,5 MPa. Síla na jeden šroub se tedy vypočte ze vztahu (viz rovnice 7.12).

$$F = A \cdot \sigma = 1963,495 \cdot 1,5 = 2945,243 \text{ N} \quad (7.11)$$

$$F_{V,Ed} = \frac{F}{3} = \frac{2945,243}{3} = 981,748 \text{ N} \quad (7.12)$$

Šrouby byly posouzeny podle ČSN EN 1993-1-8 na smyk podle kategorie A. V této kategorii se šrouby posuzují na únosnost ve stříhu (viz rovnice 7.13) a na otláčení (viz rovnice 7.15). Byly použity tři šrouby průměru 6,0 mm. Minimální součinitel pro α_b plyne z experimentů:

kde:

$\frac{e_1}{3 \cdot d_0}$	–	pro vytržení okraje
$\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}$	–	pro protržení otvoru
$\frac{f_{ub}}{f_u}$	–	pro otláčení šroubu
1	–	pro otláčení plechu

Součinitel α_b je nejmenší z hodnot:

kde:

$\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}$	a	1,0	–	pro šrouby na konci
$\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}$	a	1,0	–	pro vnitřní šrouby

Součinitel k_1 je nejmenší z hodnot:

kde:

$2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7$	a	2,5	–	pro šrouby u okraje
$1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7$	a	2,5	–	pro vnitřní šrouby

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (7.13)$$

kde:

$F_{v,Rd}$	–	únosnost ve stříhu
A_s	–	plocha jádra šroubu
f_{ub}	–	mez pevnosti materiálu šroubu
γ_{M2}	–	únosnost průřezu kterékoliv třídy

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 28,274 \cdot 500}{1,25} = 6785,840 \text{ N} \quad (7.14)$$

7. Laboratorní testování FBG snímačů

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (7.15)$$

- kde: $F_{b,Rd}$ – únosnost šroubu v otláčení
 k_1 – parciální součinitel spolehlivosti šroubového spoje
 α_b – nejmenší hodnota z výrazů $\left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1, 0 \right\}$
 f_u – mez pevnosti spojovaného materiálu v tahu
 d – průměr šroubu
 t – tloušťka připojovaného prvku
 γ_{M2} – parciální součinitel spolehlivosti šroubového spoje

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 1,0 \cdot 153,333 \cdot 5,0 \cdot 2,0}{1,45} = 3172,407 \text{ N} \quad (7.16)$$

Posouzení šroubu namáhaného na stříh (viz rovnice 7.17) a posouzení šroubu na otláčení (viz rovnice 7.18) vyhovuje.

$$F_{V,Ed} = 981,748 \text{ N} \leq F_{v,Rd} = 6785,840 \text{ N} \quad (7.17)$$

$$F_{V,Ed} = 981,748 \text{ N} \leq F_{b,Rd} = 3172,407 \text{ N} \quad (7.18)$$

Požadavky na tlakové komory

Po úvodním návrhu byla zhotovena tlaková komora pro testování FBG snímačů, která splňuje základní požadavky na tlaková zařízení a jejich sestavy dle ČSN 690010. Tlaková komora byla navržena tak, aby v přiměřeně dosažitelné míře vyloučila nebo omezila nebezpečí (například překročení tlaku v komoře), navržením vhodného ochranného opatření. Bezpečnost zařízení musí být zajištěna po celou dobu předpokládaného použití. V návrhu zabezpečujícím náležitou pevnost musí být tlaková komora navržena pro zatížení, které odpovídá zamýšlenému použití a dalším předvídatelným provozním podmínkám jako jsou:

- vnitřní a vnější tlak
- teplota okolního prostředí a pracovní teplota
- statický tlak
- koroze, eroze a v důsledku toho následná únava materiálu

Navržená tlaková komora byla otestována tlakovou zkouškou, kterou se provedla kontrola při tlaku s definovanou mírou bezpečnosti v poměru k nejvyššímu dovolenému tlaku. Pro ověření, zdali zařízení nevykazuje významné deformace nebo netěsnosti, které překračují stanovenou mez. Bylo zapotřebí věnovat zvýšenou pozornost místům s předvídatelným nebezpečím, jako jsou těsnící prostupy a ventily. Pro plnění a vypouštění tlakového zařízení byl využit počítačem řízený tlakový zdroj, který je dostupný katedrou geotechniky v laboratoři mechaniky zemin, a který zajistí bezpečné plnění a vypouštění tlakového zařízení zejména se zřetelem na:

- plnění
- plnění nebo překročení tlaku, zejména s ohledem na plnicí poměr a na tlak par při odpovídající teplotě
- plnění nebo vypouštění při, kterých může dojít k porušení spojů

Při tlakové zkoušce byly připojeny dva tlakoměry, z nichž kontrolní byl Almemo FD A602L5R. Dále se při tlakové zkoušce provedla kontrola svarů spolu s vnější prohlídkou.

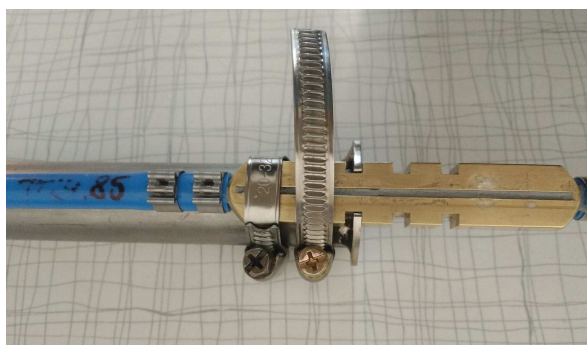
7.2.2 Laboratorní testování

Před zahájením testování FBG snímače v tlakové komoře proběhla kontrola jeho správného umístění a patřičného ukotvení na již vyvinuté testovací stoličce. Zapotřebí bylo také nainstalovat teplotní snímač k ověření, že nedochází k ovlivnění dat změnou teploty. Poté mohl být FBG snímač zatěžován vodním tlakem. Ze začátku proběhlo testování s maketou snímače vloženou do tlakové komory s postupným navyšováním tlaku až na hodnotu 1,0 MPa. Vyšší hodnoty nemohlo být dosaženo z důvodu kapa-

7. Laboratorní testování FBG snímačů

citního omezení tlakového snímače Almemo FD A602L5R. Dále bylo testování omezeno konstrukčním řešením, když při dosažení daného tlaku došlo k deformaci opláštění snímače a tím k průsaku vody skrz těsnící HDR prostupy.

Dále bylo zapotřebí ověřit, zda bude zajištěna opakovatelnost měření v případě upravení pozice snímače, či jeho předepnutí (viz obr. 7.3). V grafu (viz obr. 7.4) je patrné první předepnutí (viz obr. 7.3), kdy se hodnota ustálila cca na 2500,0 $\mu\text{m}/\text{m}$. Poté byl přidán ještě jeden nerezový prstenec, načež se hodnota ustálila cca na 4700 $\mu\text{m}/\text{m}$. Poté byl prstenec opět odebrán a je zřejmé, že opět došlo k ustálení na předchozí hodnotě cca na 2500,0 $\mu\text{m}/\text{m}$. Tímto byla ověřena opakovatelnost měření.

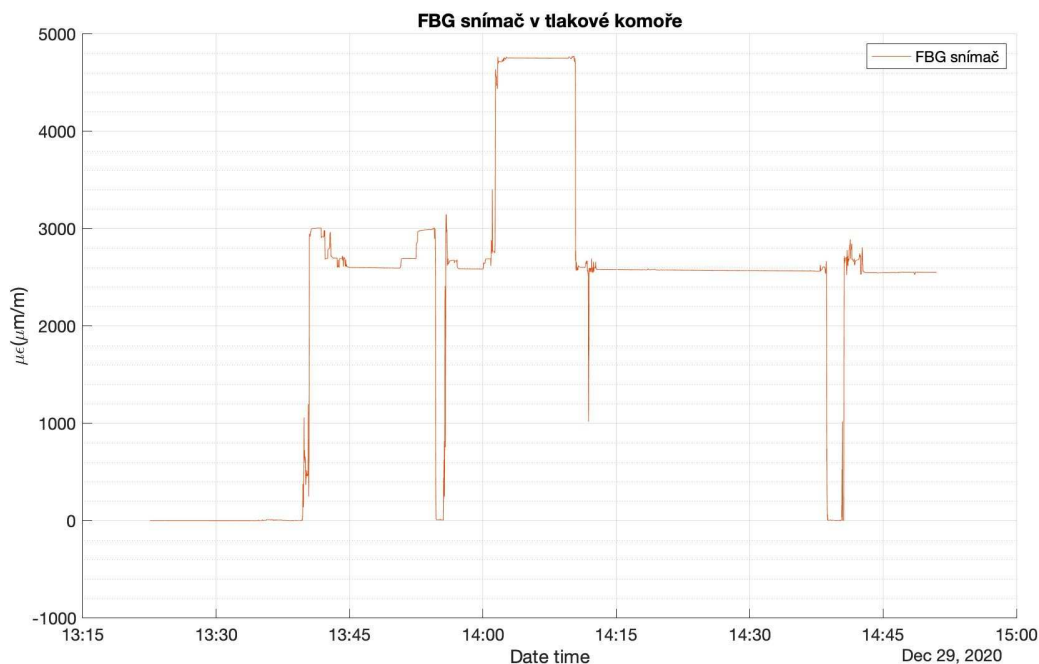


Obr. 7.3: Předepnutý FBG snímač, foto Šiška, Z.

V další fázi testování byl použit snímač, který byl napojen na FBGuard, který kontinuálně zaznamenával naměřené hodnoty. První testování snímače probíhalo při 100,0 kPa v období od 30.12.2020–07.01.2021. Z průběhu teploty (viz obr. 7.5) je patrné, že se teplota pohybovala v rozmezí od 19,5 °C–20,1 °C. Z 5 dnů kdy probíhalo kontinuální měření teploty byly 2 dny se shodnou teplotou 24,75 °C, kdy hodnota přetvoření kolísala v rozmezí 2549,7–2550,1 $\mu\text{m}/\text{m}$. Toto ustálení hodnot je znázorněno v následujícím grafu (viz obr. 7.6) ve dnech 06.01.2021 a 07.01.2021. Skoky, ke kterým dochází na začátku, jsou způsobené domčkáváním těsnících prostupů, popřípadě deformací opláštění snímače vlivem působícího tlaku v komoře. Tato deformace je patrná i z průběžné kontroly měření, kde byl vidět nárůst vody dotlačované do komory (viz obr. 7.7). Ve dne 30. 12. 2020, kdy bylo měření spuštěno po půl hodině

7.2. Testování vodotěsnosti snímačů

od prvotního ustálení tlaku na 100,0 kPa, se natlačilo o 7,8 ml více. Dne 02. 01. 2021 přibylo 3,583 ml. Dne 05. 01. 2021 přibylo 0,443 ml a poslední den měření 07. 01. 2021 přibylo 0,359 ml.



Obr. 7.4: Graf znázorňující průběh přetvoření

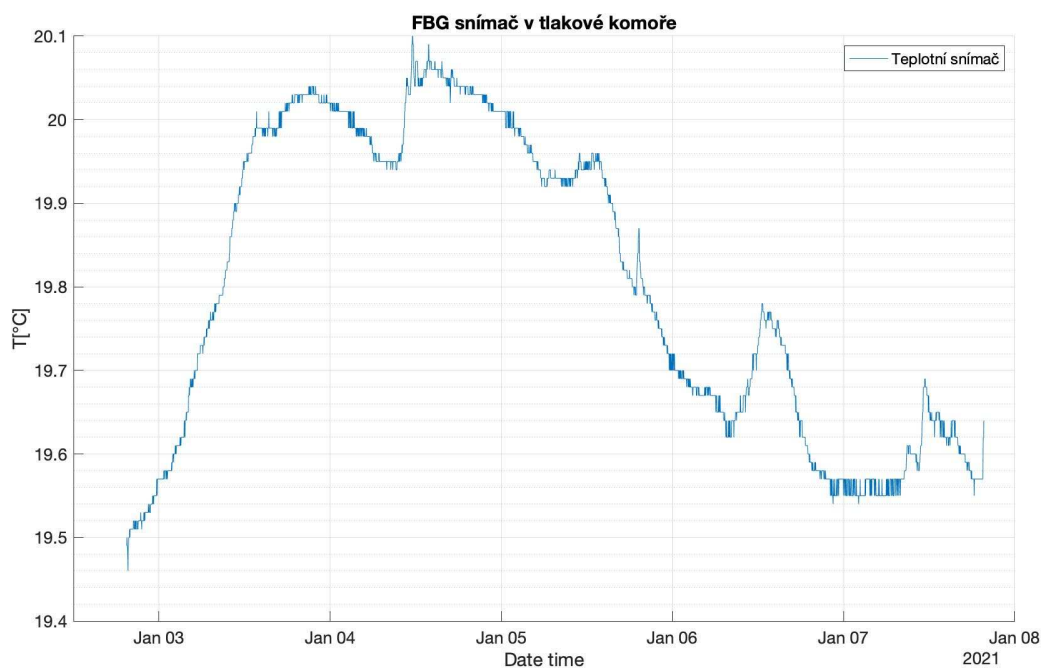
Pro ověření správnosti stanoveného koeficientu k_ε posloužily výše zmiňované naměřené hodnoty. Byl proveden výpočet z logovaných hodnot a tento výsledek posloužil jako referenční. Výpočet byl proveden dle následujících rovnic (viz rovnice 7.25) a (viz rovnice 7.27). Ve druhém výpočtu ve kterém se uvažovaly změřené vlnové délky byl použit koeficient. Výpočet byl proveden dle následujících rovnic (viz rovnice 7.19), (viz rovnice 7.21) a (viz rovnice 7.23)

$$\Delta\lambda = \lambda_1 - \lambda_0 \quad (7.19)$$

$$\Delta\lambda = 1527,99 - 1524,96 = 3,030 \text{ nm} \quad (7.20)$$

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\lambda}{\lambda_0 \cdot k_\varepsilon} \quad (7.21)$$

7. Laboratorní testování FBG snímačů



Obr. 7.5: Průběh teploty při laboratorním měření

$$\Delta\varepsilon = \frac{0,00303}{1,52496 \cdot 7,74 \cdot 10^{-07}} = 2566,47 \mu m/m \quad (7.22)$$

$$\Delta l = \Delta\varepsilon \cdot l \quad (7.23)$$

$$\Delta l = 2566,47 \cdot 1,00 = 2566,47 \mu m \quad (7.24)$$

$$\Delta\varepsilon = \mu\varepsilon_1 - \mu\varepsilon_0 \quad (7.25)$$

$$\Delta\varepsilon = 2550,00 - (-1,00) = 2551,00 \mu m/m \quad (7.26)$$

$$\Delta l = \Delta\varepsilon \cdot l \quad (7.27)$$

$$\Delta l = 2551,00 \cdot 1,00 = 2551,00 \mu m \quad (7.28)$$

Přetvoření z tabulky (viz tab. 7.1) $\Delta l = 2551,00 \mu m$ bylo vypočteno z logovaných hodnot vykreslených v následujícím grafu (viz obr. 7.4). Přetvoření z tabulky (viz tab. 7.2) $\Delta l = 2566,46 \mu m$ vychází o $0,015 \mu m$ více. Jedná se o nepatrný rozdíl. Na základě tohoto zjištění mohu s tímto koeficientem dále pracovat.

Tab. 7.1: Výpočet přetvoření z logovaných hodnot

$\mu\varepsilon_0$ [$\mu m/m$]	$\mu\varepsilon_1$ [$\mu m/m$]	$\Delta\varepsilon$ [$\mu m/m$]	l [m]	Δl [μm]
-1,00	2550,00	2551,00	1,00	2551,00

Tab. 7.2: Výpočet přetvoření z vlnových délek

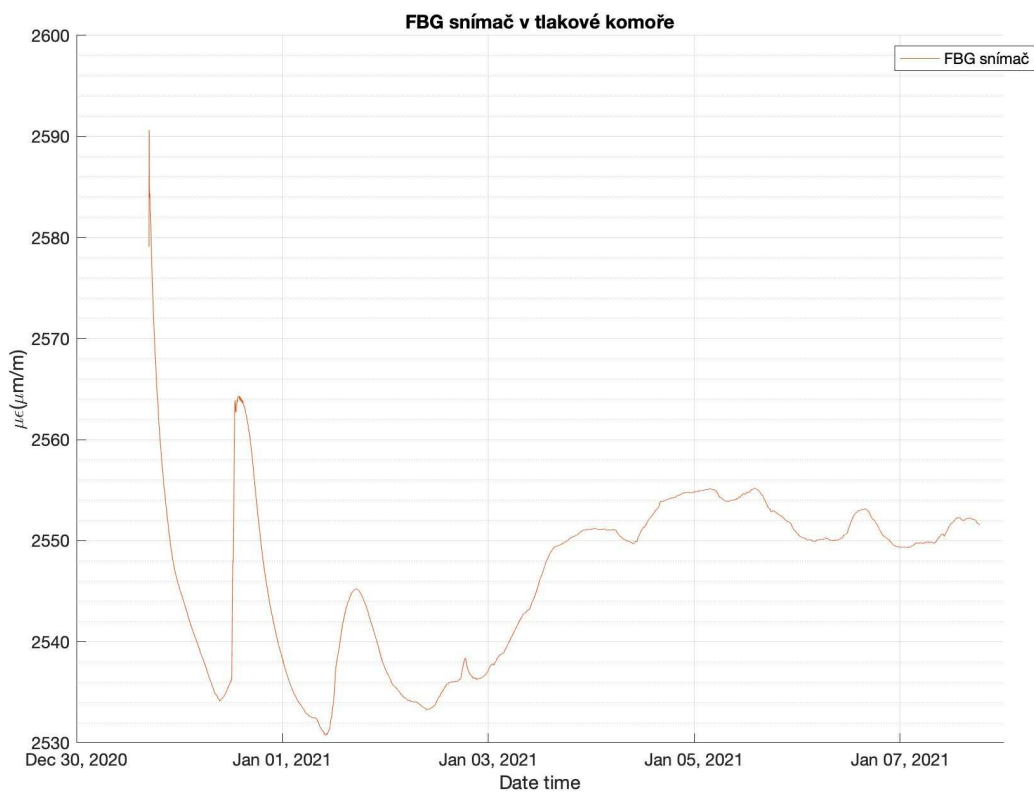
λ_0 [nm]	λ_1 [nm]	$\Delta\lambda$ [nm]	k_ε [$1/\mu\varepsilon$]	$\Delta\varepsilon$ [$\mu m/m$]	l [m]	Δl [μm]
1524,96	1527,99	3,03	7,74E-07	2566,47	1,00	2566,47

7.2.3 Cíl laboratorního testování

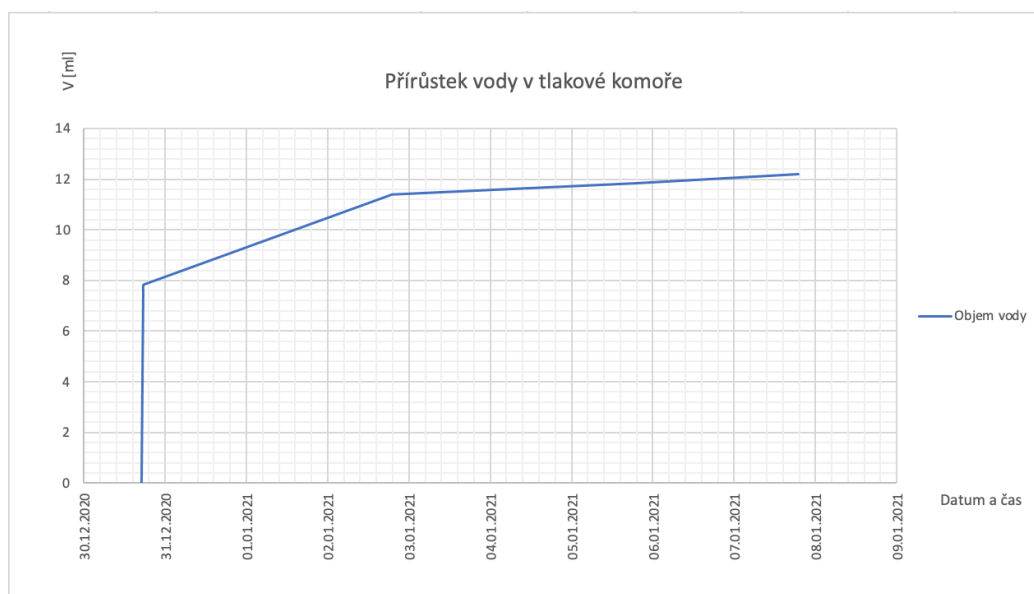
Cílem laboratorního testování je provést zkoušky FBG snímačů, které jsou vystaveny specifickým podmínkám buď ve vrtu nebo v geologickém prostředí. Předpokládá se vyhodnocení testování s krátkodobým působením tlaku až do cca 1 MPa, jelikož nelze použít větší tlak, díky konstrukčním možnostem tlakového snímače Almemo FD A602L5R. Toto krátkodobé působení poslouží pro simulaci tlakových injektáží. Dále bude simulováno dlouhodobé působení tlaku cca 100 kPa, které odpovídá uložení FBG snímače 1,0 m pod hladinou podzemní vody (dále jen HPV). Obdobným způsobem bude zapotřebí otestovat kotvičku se zalepeným snímačem a snímač v ochranném plastovém pouzdře. Zkouškami bude zjištěno, jaký vliv má tlaková voda, případně okolní vlhkost na tenzometrická měření pomocí FBG snímačů tvořených z vláknového kompozitu GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer). Dále bude zapotřebí posoudit současné opláštění FBG snímačů firmou Safibra, s.r.o. na odolnost vůči tlakové vodě a vlhkosti. Na základě těchto známých laboratorně generovaných parametrů prostředí, kterým bude FBG snímač vystaven, lze na základě jeho chování a odezvy uvést možné úpravy stávající ochrany proti vodě. V neposlední řadě dojde,

7. Laboratorní testování FBG snímačů

taktéž k vysvětlení naměřených anomálií zaznamenaných FBG snímači při měření.



Obr. 7.6: Graf znázorňující průběh přetvoření



Obr. 7.7: Graf znázorňující nárůst tlaku v komoře

7.2.4 Vyhodnocení laboratorního testování

Laboratorní testování FBG snímače v tlakové komoře stále probíhá. Zatím byla provedena jen část měření. Z těchto dosavadních měření byla zprvu ověřena tlaková komora s vloženou maketou snímače při tlaku 1,0 MPa. V důsledku již vysokého tlaku začalo docházet k deformaci opláštění snímače a tedy k prosakování vody skrz těsnící HDR prostupy. Pokud by bylo zapotřebí dále testovat snímače při těchto tlacích, bude nutné zvolit jiné těsnící prostupy, aby nedocházelo k průsaku skrz ně.

Dále se zjistila možnost opakovatelnosti měření (viz obr. 7.4). Je tedy možné se snímačem případně manipulovat (montáž, demontáž, úprava předepnutí).

Z průběhu grafu (viz obr. 7.6) je patrné, že po ustálení tlaku, kdy se již nedeformovalo opláštění snímače a nedocházelo k deformaci těsnění, se hodnota přetvoření ustálila cca na 2550,0 $\mu\text{m}/\text{m}$. Je tedy zřejmé, že při tlaku 100,0 kPa nedochází k ovlivnění snímače vodou.

V neposlední řadě byl výpočtem z naměřených hodnot ověřen stanovený koeficient k_{ε} , se kterým lze dále ve výpočtech pracovat.

7.3 Testování snímačů na teplotu a na přetvoření

V rámci projektu proběhlo měření FBG pásky v hale na nosníku IPE 300. Zároveň s tím probíhalo měření okolní teploty. Páska je navrhována pro sledování svahových pohybů v inklinometrických pažnicích. Toto měření navazuje na řešenou bakalářskou práci [4].

7.3.1 Laboratorní testování

Měření proběhlo v následujících krocích.

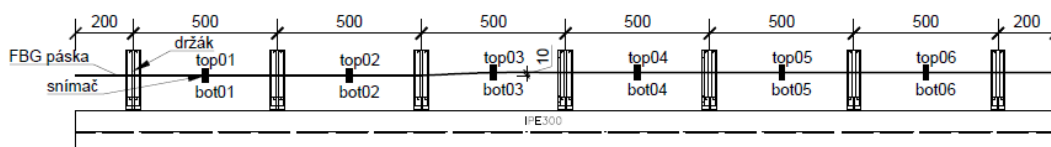
- bez vnesené deformace: $\Delta h = 0,0 \text{ mm}$
- s vnesenou deformací: $\Delta h = 5,0 \text{ mm}$
- s vnesenou deformací: $\Delta h = 10,0 \text{ mm}$

7. Laboratorní testování FBG snímačů

První měření proběhlo bez přetvoření FBG pásky. Toto měření začalo 06.08.2019 a pokračovalo beze změny do 07.08.2019. Při druhém měření se vnesla deformace 5,0 mm. S touto deformací bylo měřeno od 07.08.2019 až do 08.08.2019, kdy došlo k ustálení hodnot. Od 08.08.2019 se vnesla deformace 10,0 mm. Stabilizace byla sledována do 12.08.2019.

FBG pásek je tvořen snímači, kde jednotlivé snímače jsou označeny jako top (horní vlákna) a bot (spodní vlákna). Umístění snímačů je zobrazeno na následujícím schématu (viz obr. 7.8). Vzdálenost jednotlivých snímačů je následující:

- top01/bot01 se nacházejí 200–700 mm od okraje nosníku
- top02/bot02 se nacházejí 700–1200 mm od okraje nosníku
- top03/bot03 se nacházejí 1200–1700 mm od okraje nosníku
- top04/bot04 se nacházejí 1700–2200 mm od okraje nosníku
- top05/bot05 se nacházejí 2200–2700 mm od okraje nosníku
- top06/bot06 se nacházejí 2700–3200 mm od okraje nosníku



Obr. 7.8: Schéma umístění snímačů

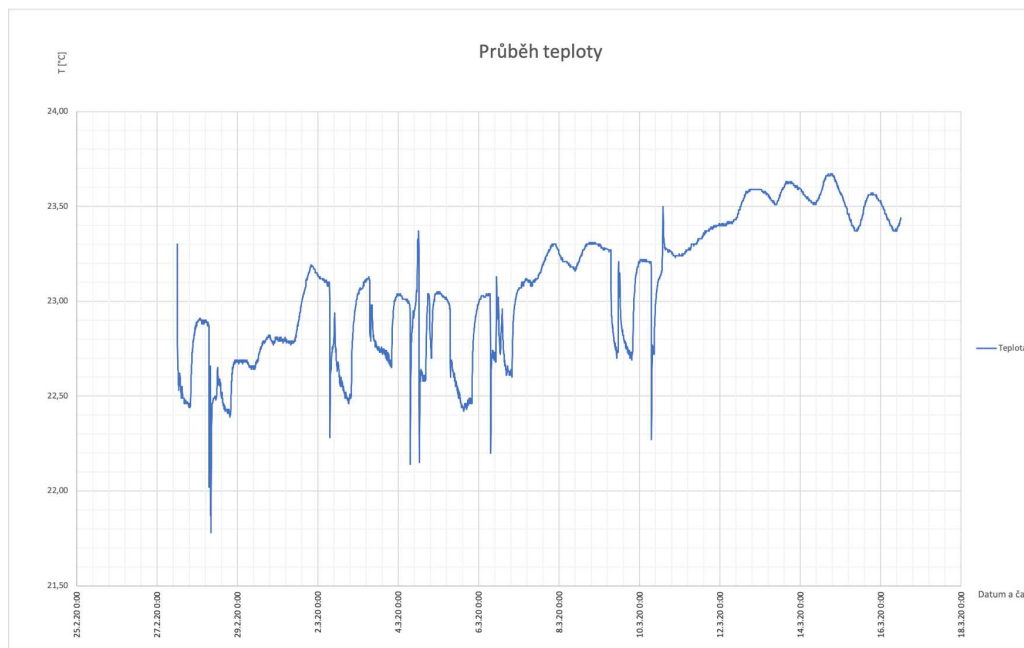
Ustálená teplota se uvažuje v noci od cca 11 hodin večer až do 7 hodin ráno, kdy je v tomto rozmezí v laboratoři vypnutá klimatizace. Jak je vidět na grafu (viz obr. 7.9), teplota v průběhu sledovaného období kolísala a nebylo tedy možno nalézt stejnou hodnotu pro každý den. V tabulce (viz tab. 7.3), je průměrná hodnota v čase 00:00 až 7:00, přičemž v tomto denním intervalu kolísala v rozmezí 0,01 °C.

7.3.2 Cíl laboratorního testování

Pokud dojde ke zvýšení teploty FBG pásky, mohou se vyskytnout fiktivní deformace. Cílem testování tedy bylo najít ustálenou teplotu pro co

7.3. Testování snímačů na teplotu a na přetvoření

nejvíce dní jdoucích za sebou a následně pomocí této teploty vybrat naměřená data na snímačích top01/bot01 až top06/bot06. Z takto vybraných dat lze zjistit, jak se dané hodnoty budou lišit vůči rozdílným teplotám v jiných dnech. Po vyřešení kompenzace teploty mohou data dále posloužit pro vyhodnocení ohybové čáry, kde je zapotřebí dvojice změn přetvoření horních vláken a spodních vláken FBG pásky.



Obr. 7.9: Průběh teploty

7.3.3 Vyhodnocení laboratorního testování

V tabulkách (viz tab. 7.4) a (viz tab. 7.5) jsou zpracovány naměřené hodnoty na horních i dolních snímačích top01/bot01 až top06/bot06 v závislosti na ustálené teplotě. Teplota byla ustálená po čtyřech sobě jdoucích dnech a to od 03.03. až do 06.03. na 23,04 °C a poté opět od 13.03. až do 16.03. na 23,53 °C. Je tedy patrné, že dojde i k ustálení hodnot na snímačích v řádů jednotek. Například na snímači top01 si lze všimnout že při teplotě 23,04 °C se naměřená data pohybovala v rozmezí 106,721–112,536 $\mu\text{m}/\text{m}$ a na stejném snímači při teplotě 23,53 °C se data změnila na hodnotu v rozmezí 67,876–72,446 $\mu\text{m}/\text{m}$ což je rozdíl o cca 40,0 $\mu\text{m}/\text{m}$ při zvýšení teploty o pouhých 0,49 °C. To stejné platí i pro spodní snímače označené bot. Z měření si můžeme povšimnout, že i nepatrné navýšení teploty ovlivní na-

7. Laboratorní testování FBG snímačů

měřená data. FBG snímače by se měly instrumentovat spolu s teplotním čidlem, z důvodu následné kompenzace teploty. Při zanedbání teploty se mohou v naměřených datech vyskytnout fiktivní deformace vlivem rozdílných teplot.

Tab. 7.3: Průměrná teplota v čase 00:00–7:00

Datum	T [°C]
28.02.2020	22,89
29.02.2020	22,68
01.03.2020	22,80
02.03.2020	23,11
03.03.2020	23,09
04.03.2020	23,01
05.03.2020	23,02
06.03.2020	23,03
07.03.2020	23,09
08.03.2020	23,21
09.03.2020	23,28
10.03.2020	23,21
11.03.2020	23,26
12.03.2020	23,41
13.03.2020	23,57
14.03.2020	23,55
15.03.2020	23,49
16.03.2020	23,45

Pokud umístíme snímače do prostředí s konstantní teplotou nebude zapotřebí teplotu nijak kompenzovat, jelikož vlivem roztažnosti snímačů dochází k samokompensaci. V tomto případě byla páska uložena mezi kotvícími prvky tak, že bylo umožněno její protahování či smršťování, ke kterému dochází změnou teploty. Z tabulek (viz tab. 7.4) a (viz tab. 7.5) je patrné, že dochází ke stejné změně na horních i spodních snímačích. Kompletní tabulky se všemi hodnotami (viz příloha č.1–2). Po rozdílu přetvoření v horních a spodních snímačích odečteme stejnou změnu zdánli-

7.3. Testování snímačů na teplotu a na přetvoření

vého přetvoření v důsledku změny teploty. Jedná se tedy pouze o mechanické změny.

Tab. 7.4: Přetvoření $\Delta h = 10 \text{ mm}$ horních snímačů

Datum	Snímač	T [°C]	$\Delta\mu\epsilon$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
03.03.2020	top01	23,04	112,536
04.03.2020	top01	23,04	106,906
05.03.2020	top01	23,04	106,721
06.03.2020	top01	23,04	108,402
13.03.2020	top01	23,53	72,446
14.03.2020	top01	23,53	70,019
15.03.2020	top01	23,53	67,876
16.03.2020	top01	23,53	70,225

Tab. 7.5: Přetvoření $\Delta h = 10 \text{ mm}$ spodních snímačů

Datum	Snímač	T [°C]	$\Delta\mu\epsilon$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
03.03.2020	bot01	23,04	-81,092
04.03.2020	bot01	23,04	-86,867
05.03.2020	bot01	23,04	-87,727
06.03.2020	bot01	23,04	-86,898
13.03.2020	bot01	23,53	-39,399
14.03.2020	bot01	23,53	-42,144
15.03.2020	bot01	23,53	-44,300
16.03.2020	bot01	23,53	-42,500

8 Vyhodnocení laboratorních dat

8.1 Vytvoření aplikace

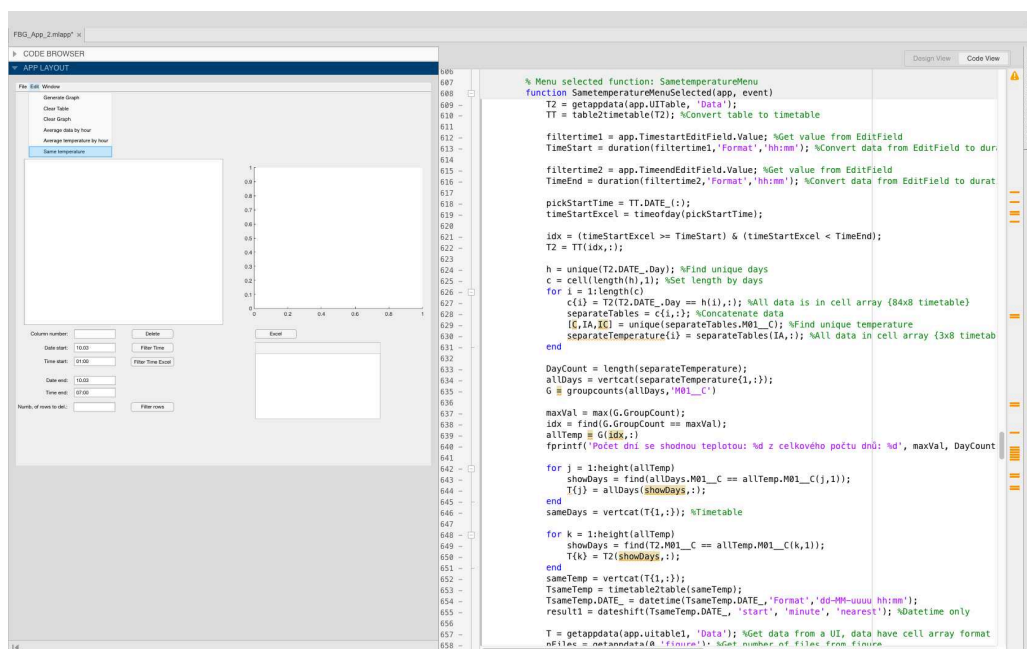
Pro vytvoření uživatelsky přívětivé aplikace jsem zvolila programovací prostředí MATLAB, které patří mezi základní výpočetní nástroje ve vzdělávacích a výzkumných institucích po celém světě. Program obsahuje grafické uživatelské prostředí označované též GUI (Graphical User Interface), ve kterém jsem zvolila integrovaný editor *App Designer*. V editoru lze sestavit aplikaci z předem připravených grafických objektů, a tyto libovolně rozmístit na výchozí pracovní plochu. Po dokončení aplikace, lze pomocí kompilátoru, který je součástí MATLABu, vytvořit standalone aplikaci, kterou lze zpřístupnit dalším uživatelům bez nutnosti instalace samotného MATLABu.

8.2 Grafické uživatelské prostředí

V první řadě je nutné založit novou aplikaci, při té se vytvoří soubor s koncovkou (*.mlapp). Aplikace se následně bude spouštět přes tento soubor. Základními objekty tohoto grafického prostředí jsou *UIControl* a slouží k ovládání běhu aplikace. Grafické prvky se nachází v knihovně objektů (Component Library) a lze je vložit do pracovní plochy a s nimi následně obsluhovat námi vytvořený program.

Po kliknutí na příslušný objekt, který má zpětnovazební funkci neboli *Callback* funkci, se vytvoří prázdná funkce, která je s ním propojena. Po nadefinování příkazu, který se má po kliknutí na příslušný objekt stát, vykoná danou úlohu v aplikaci. Příklad ukázky pracovního prostředí po zavolání *Callback* funkce (viz obr. 8.1).

V následujícím textu jsou stručně popsány funkce jednotlivých objektů použitých v aplikaci.



Obr. 8.1: Ukázka programovacího prostředí

Horní menu lišta (Top-Level Menu)

Horní menu lišta slouží pro ovládání aplikace. Pokud není nabídka otevřená, zobrazuje se položka podle hodnoty *Value*, která má funkci pouze statického textu. Statický text slouží pouze jako popis k lepší orientaci a přehlednosti aplikace. Popisek definuje autor programu a uživatelem jej nelze měnit. Po kliknutí na patřičnou nabídku, se rozbalí směrem dolů seznam, ze kterého lze dále vybrat potřebnou akci, která má být aplikací provedena.

Jednostavové tlačítko (Button)

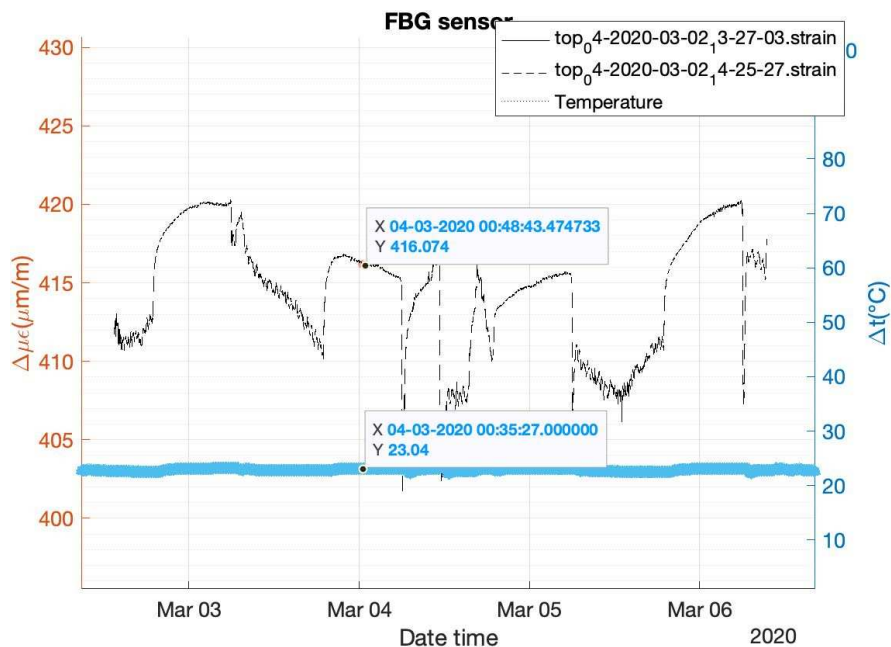
Jednostavové tlačítko slouží pro zavolání určité akce. Po uvolnění tohoto tlačítka se opět navrátí do původního stavu. Slouží pro provedení daných úkolů, v mém případě se jedná například o výběr dat ze souboru, vymazání příslušných sloupců či řádků, filtrování dat a konkrétního času.

Graf (Axes)

Jedná se o prostředí, ve kterém lze vykreslit potřebný graf ve 2D či 3D zobrazení. V grafu lze po vybrání bodů myší zobrazit jejich přesnou

8. Vyhodnocení laboratorních dat

hodnotu, popřípadě k vybraným bodům vypsát štítek s aktuální hodnotou (viz obr. 8.2).



Obr. 8.2: Ukázka grafu s vybranými body

Tabulka (Table)

Tabulka slouží pro zadávání nebo zobrazení dat. Veškerá načtená data se ukládají do matice. Je možné nastavit, zda se data uživateli zobrazí pouze pro čtení, či je bude moct upravovat.

Štítek (Label)

Štítky slouží k popisu jednotlivých funkcí, popřípadě pro zobrazení určitých textových hlášek.

Přepisovatelné textové pole (Edit Field (Numeric))

Přepisovatelné textové pole slouží ke vkládání nebo upracování textového řetězce. Uživatel tak může zadat patřičné parametry pro úpravu vstupních dat.

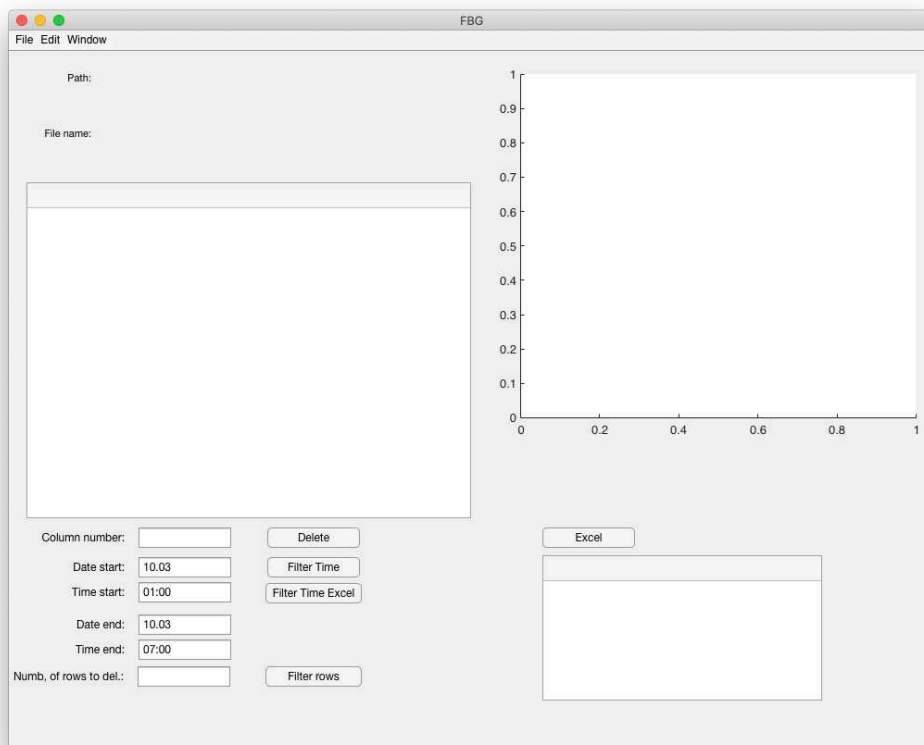
8.3 Popis a vzhled aplikace

Na následujícím obrázku (viz obr. 8.3) je vidět okno aplikace při spuštění. Základní okno aplikace je tvořeno z výše popsaných objektů. Horní rozevírací menu nabízí následující položky:

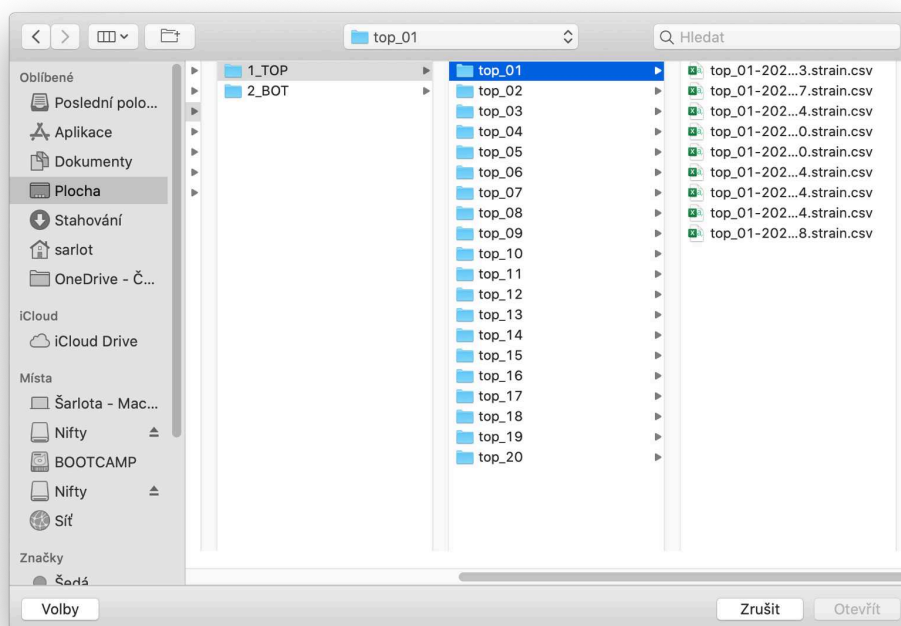
- File
 - Open...
 - Open multiple folders
 - Close
 - PrintPreview
- Edit
 - Generate Graph
 - Clear Table
 - Clear Graph
 - Average data by hour
 - Avarage temperature by hour
 - Same temperature
- Window
 - Maximize
 - Minimize

Po rozevření *File* z horní lišty menu, lze zvolit *Open...* a načíst jednotlivé soubory datového typu (*.csv) či vybrat *Open multiple folders* a zvolit konkrétní složku, která obsahuje další podsložky obsahující konkrétní data (viz obr. 8.4). Je zapotřebí si v tomto okně zvolit jaký datový typ souboru má být vybrán. Tlačítkem *Excel* lze vybrat přes stejné okno datové soubory typu (*.xls) či novějšího typu (*.xlsx). Po výběru souborů se dané okno zavře a data budou načtena do příslušného prostředí tabulky. Zvláště se načte hlavička a samotné hodnoty. Hlavička je tvořena popisem jednotlivých sloupců. Pokud uživatel při výběru dat okno zavře bez jakéhokoliv výběru, vyskočí chybová hláška (viz obr. 8.5) zobrazující text, že nebyl vybrán žádný soubor.

8. Vyhodnocení laboratorních dat



Obr. 8.3: Vzhled okna při spuštění aplikace



Obr. 8.4: Okno s možností výběru příslušných dat



Obr. 8.5: Okno s chybovou hláškou

Po výběru z horní menu lišty *File* a následně *Close* se aplikace dotáže, zda si uživatel skutečně přeje aplikaci uzavřít (viz obr. 8.6). Aplikaci lze uzavřít i pomocí přednastavených tlačítek operačního systému viz barevná nabídka koleček nad horní menu lištou.



Obr. 8.6: Okno před uzavřením aplikace

Další možností výběru je *PrintPreview*, které slouží pro otevření tiskového okna, pro možnost vytisknutí příslušného grafu (viz obr. 8.7).

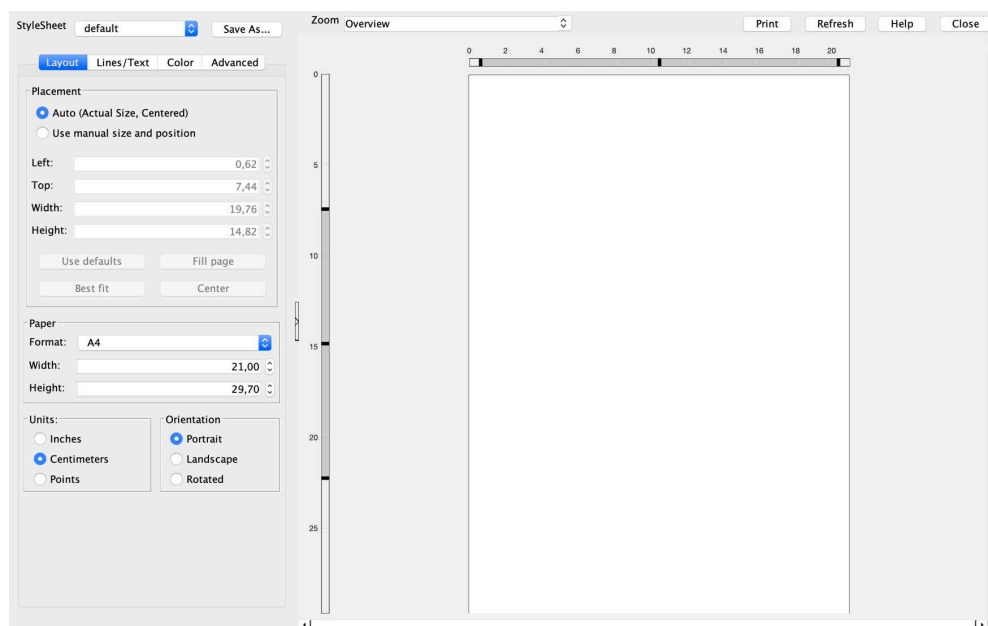
Při výběru *Edit* zde máme větší nabídku. První volbou v seznamu je *Generate Graph*, která vygeneruje graf z obou tabulek, tedy z (*.csv) a (*.xls) popřípadě (*.xlsx) souborů.

Clear Table a *Clear Graph* vymaže veškerá data z tabulky i z grafu.

Avarage data by hour umožní uživateli zadat čas od–do, ve kterém se naměřené hodnoty v daném dni a časovém intervalu zprůměrují, a následně vypíše do (*.xls) a do (*.txt) souboru.

Avarage temperature by hour umožní zadat uživateli čas od–do, ve kterém se naměřené hodnoty teploty v daném dni a časovém intervalu zprůměrují, a vypíše do (*.xls) a do (*.txt) souboru.

8. Vyhodnocení laboratorních dat



Obr. 8.7: Okno s nastavením tisku

Same temperature umožní uživateli zadat časové rozpětí od–do, ve kterém dojde k výběru ustálené teploty pro co největší po sobě jdoucí počet dní. Program vypíše počet dní po sobě jdoucích se stejnou teplotou z celkového počtu dní. Na závěr vypíše do (*.xls) a do (*.txt) souboru dny s příslušnou teplotou a naměřenou hodnotou na jednotlivých snímačích.

Po zvolení *Window* z horní lišty menu, lze okno aplikace zvětšit přes celou obrazovku, či okno aplikace minimalizovat na lištu. Aplikaci lze opět maximalizovat či minimalizovat pomocí přednastavených tlačítek operačního systému.

Dále se v aplikaci nacházejí jednostavová tlačítka. Tlačítko *Excel* jsem již popsala, viz výše. Větší tabulka je určena pro data načtená přes *File* a následně *Open* nebo *Open multiple folders*, které načítají datový typ (*.csv). Druhá tabulka je určena pro načítání dat přes tlačítko *Excel*, který načítá datový typ (*.xls) a (*.xlsx).

Ostatní tlačítka nacházející se v aplikaci jsou určena pro úpravu a zpřehlednění tabulek. V prvním přepisovatelném textovém poli uživatel zadá číslo sloupce, který si přeje odstranit. Po stisknutí tlačítka *Delete* se daný sloupec z hlavní tabulky odstraní.

Tlačítko *Filter Time* a tlačítko *Filter Time Excel* slouží pro vytřídění konkrétních dat v tabulkách. Uživatel vyplní v přepisovatelném textovém poli počáteční datum, konečné datum a v jakém časovém intervalu se data vyfiltrují.

Jelikož se data při měření FBG snímači ukládají každé čtyři sekundy a v tomto případě tolik hodnot nepotřebují, poslouží zde tlačítko *Filter rows* k umazání nadbytečných dat.

Požadavky pro načítané soubory

Aplikace je navržena tak, aby byla schopná načíst data z textového souboru (*.csv). Tento datový typ je nejpoužívanějším souborem pro elektronický výstup dat z měřících přístrojů. Hodnoty rozlišují desetinné místo pomocí desetinné tečky a jednotlivé sloupce jsou zde odděleny středníkem. Dále je možnost načíst data z tabulkového editoru Microsoft Excel (*.xls) a (*.xlsx).

8.4 Cíl vývoje aplikace

Cílem vývoje této aplikace bylo usnadnit zpracování výsledků z měření, jelikož Microsoft Excel nelze pro takovéto množství dat použít. Microsoft Excel zvládne zpracovat 1 049 576 řádků. Potřebovala jsem pracovat s 54 soubory pro dolní snímače a s dalšími 54 soubory pro horní snímače. V jednom souboru bylo cca 150 000 řádků. Je tedy patrné, že využití Microsoft Excelu by bylo časově náročné, a z tohoto důvodu byla vytvořena aplikace, která dovede načíst data ze souborů, který uživatel vybere, a s těmito daty dále pracovat a analyzovat je.

9 Návrh gabionu s tahovými sítěmi

9.1 Úvod

V rámci geotechnického monitoringu byly sledovány dva stavební objekty. Jedná se o opěrnou zeď s vyztuženým zemním tělesem a netuhým lícem z gabionové konstrukce SO 213 o výšce 3,5 m. První objekt se nachází ve staničení km 1,320 v úseku G o celkové délce 10,0 m (viz obr. 9.1). Druhý objekt se nachází ve staničení km 1,500 v úseku F o celkové délce 20,0 m (viz obr. 9.2). Pro výpočet byly použity patřičné normy viz seznam použitých norem.



Obr. 9.1: Gabionové konstrukce km 1,320, foto Dušková, Š.

9.2 Popis navrženého řešení

Nosná konstrukce je tvořena z vyztuženého zemního tělesa s netuhým gabionovým lícem o rozměrech 1,0 x 0,5 x 2,0 m. Výška vyztuženého zemního tělesa je 3,5 m a má délku tahových sítí 3,5 m, které jsou navrženy z gabionového pletiva s rastrem ok 100 x 100 mm. Tahové sítě byli k rubu opevnění připevněny spirálovým spojem.. Líc vyztuženého zemního tělesa je odstupňovaný v krocích 0,10 m, což vytváří sklon 10:1.



Obr. 9.2: Gabionové konstrukce km 1,500, foto Dušková, Š.

Gabionové konstrukce jsou ze svařované sítě o průměru drátu min. 4 mm s povrchovou úpravou min. 320 g/m² ze slitinoy ZnAl 95 % 5 %. Lícové síto je z rastru ok 100 x 25 mm, síto příček je z rastru ok 100 x 100 mm a rubové síto je z rastru ok 100 x 50 mm (viz obr. 9.3). Gabionové konstrukce jsou sypané v celém objemu. Po usazení lícového opevnění byla konstrukce postupně plněna s doporučenou frakcí kameniva 32/63 mm. Konstrukce je navržena po vrstvách výšky 0,50 m. Před realizací zásypu konstrukce bylo nutné opatřit rub lícového opevnění separačně – filtrační geotextílií, jelikož by mohlo docházet při hutnění zásypového materiálu k jeho zatlačování do prostoru gabionového bloku. V případě vhodnosti vytěžené zeminy bylo možné provést opětovný zásyp, pokud nebyla vytěžená zemina vhodná, provedl se zásyp ze štěrkodrti frakce 0–32 mm. Tahová část sítě byla před přesypáním vyrovnána a aktivována (napnuta). Následně bylo nutné zásyp hutnit. Maximální výška hutněné vrstvy byla 0,30 m. U zhutněné vrstvy bylo požadováno dosažení minimálně 25 MPa prostřednictvím lehké dynamické zkoušky. Realizace probíhala proudově po jednotlivých vrstvách.

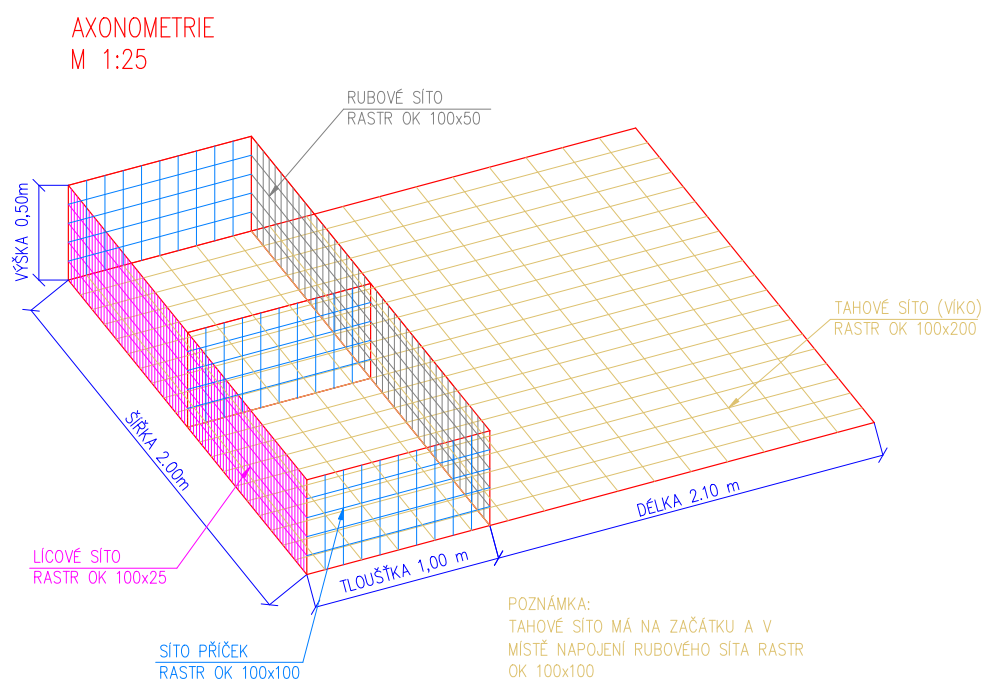
9.3 Zatížení

Použité zatížení bylo převzato z Eurokódu 1: Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení mostů dopravou kapitola 4 zatížení silniční dopravou a

9. Návrh gabionu s tahovými sítěmi

jiná zatížení specifická pro mosty pozemních komunikací, ed. 2. Pro stanovení zatížení dopravou byl uvažován model zatížení LM1, který představuje zatížení při dopravní zácpě s velkým počtem těžkých vozidel. Jedná se o méně příznivé zatížení. Z tabulky NA.6 z ČSN EN 1991-2, ed. 2 a ze zatěžovacích obrazů byly přepočítané nápravové síly od dopravy na rovnoměrné zatížení. V tomto případě se jedná o objekt zárubní zdi a za rubem objektu se neuvažuje s možností pohybu dopravních prostředků.

BLOK LÍCOVÉHO OPEVNĚNÍ S TAHOVOU SÍTÍ



Obr. 9.3: Blok lícového opevnění s tahovou sítí (převzato z [16])

Zatížení dopravou LM1: šířka vozovky: 6,25 m

Pruh č.1 – šířka 3,0 m

Nápravové síly:

$$Q_{1k} = 300,0 \text{ kN}$$

Rovnoměrné zatížení:

$$q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

Pruh č.2 – šířka 3,0 m

Nápravové síly:

$$Q_{2k} = 200,0 \text{ kN}$$

Rovnoměrné zatížení:

$$q_{2k} = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

Zbývající plocha vozovky – šířka 0,25 m:

$$q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

Přepočet nápravového zatížení na náhradní plochu (ČSN EN 1991-2, ed. 2):

LM1 – náhradní plocha: $B \cdot 4,5 \text{ m} = 3,0 \cdot 4,5 \text{ m} = 13,5 \text{ m}^2$, kde B – šířka zatěžovacího pruhu

Pruh č.1: Síla dvojnápravy: $600,0 \text{ kN} \rightarrow 600/13,5 = 44,44 \text{ kN/m}^2$

Celkové rovnoměrné zatížení pruhu č.1: $44,44 + 9,0 = 53,44 \text{ kN/m}^2$

Pruh č.2: Síla dvojnápravy: $400,0 \text{ kN} \rightarrow 400/13,5 = 29,63 \text{ kN/m}^2$

Celkové rovnoměrné zatížení pruhu č.2: $29,63 + 6,0 = 35,63 \text{ kN/m}^2$

Pro ověření funkčnosti snímačů, se provedl testovací nájezd vozidlem nad řešené profily (viz obr. 9.4). Zatížení od vozidla se uvažovalo následovně:

Rozměry vozidla:

Rozvor nápravy: $d = 2794 \text{ mm}$

Délka vozidla: $l = 4599 \text{ mm}$

Šířka vozidla: $b = 1790 \text{ mm}$

Hmotnost vozidla: $m = 2055 - 2229 \text{ kg}$

Hmotnost vozidla uvažovaná: $m = 2150 \text{ kg}$

Ostatní použité parametry:

Gravitační zrychlení: $a_g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Přepočet nápravového zatížení na náhradní plochu:

$F = m \cdot a_g \rightarrow F = 2150 \cdot 9,81 = 21091,5 \text{ N} = 21,0915 \text{ kN}$

$q_{voz.} = F/A [\text{kN/m}^2]$, kde $A = (l \cdot b)$

$q_{voz.} = 21,0915/(4,599 \cdot 1,790) = 2,562 \text{ kN/m}^2$

9.4 Výpočet

Pro výpočet opěrné konstrukce s vyztuženou zeminou byl použit program GEO5 – Vyztužené násypy, který je určen k návrhu a posouzení vyztužených zemních těles na překlopení, posunutí a na únosnost základové spáry podle EN nebo použitím klasických způsobů jako je stupeň bezpečnosti nebo mezní stavy. Druhý program GEO5 – Stabilita svahu byl použit pro výpočet svahů obecně vrstevnatého zemního tělesa, ve kterém lze zvolit, zda zadat kruhovou smykovou plochu podle Bishopa, Pettersona, resp.

9. Návrh gabionu s tahovými sítěmi

Spencera. Druhou možností je zvolit polygonální smykovou plochu. Jedná se o Sarmovu resp. Spencerovu metodu. Stabilita svahu je řešena na dvou-rozměrném modelu zemního tělesa. Vyztužené zemní těleso se posuzuje v programu GEO5 podle uživatelské příručky [6] následovně:



Obr. 9.4: Testovací nájezd vozidlem nad řešeným profilem, foto Dušková, Š.

Posouzení

Pro posouzení vnější stability se vytvoří tzv. fiktivní konstrukce (zeď), která je tvořena lícem konstrukce a křivkou, která ohraničuje koncové body geovýtuh. Fiktivní konstrukce je zatížena spočtenými silami působícími na konstrukci a posouzena na překlopení a posunutí – stejně jako posouzení gravitační zdi.

Dimenzování

Program ze spočtených sil působících na konstrukci dopočítá síly v posuzovaném průřezu. Započtou se jen ty síly, které leží nad posuzovanou spárou. Výztuhy se podílí stabilizujícími silami, které jsou rovny menší z obou hodnot únosností (na vytržení a přetržení). Poté je provedeno vlastní posouzení na překlopení a posunutí. Program také umožňuje automatické posouzení nejkritičtější spáry nad blokem.

Únosnost

Posuzuje se únosnost základové půdy pod fiktivní konstrukcí. Konstantní napětí v základové spáře je vyjádřeno ze všech sil působících na konstrukci, spočtených v rámu „Posouzení“. Pokud je zadán základ, únosnost se počítá ze všech sil spočtených v rámu „Dimenzování“ (musí být zaškrtnuta volba „Celá zed“). Program také umožňuje zadat tvar napětí v základové půdě. Posouzení lze provést v místě pod základem nebo pod vyztuženým tělesem.

Posouzení po výztuze

Posuzuje se posunutí vyztuženého bloku zeminy po geovýztuze. Vyztužený blok zeminy je ohraničen lícem zdi, posuzovanou geovýztuhou, svislicí procházející koncovým bodem geovýztuhy a terénem. Na blok působí aktivní zemní tlak, stabilizující síly z geovýztuh zasahujících za hranice vyztuženého bloku a další síly. Program také umožňuje automatické posouzení posunutí po jednotlivých výztuhách a nalezení nejkritičtějšího výsledku.

Vnitřní stabilita

Jednotlivé geovýztuhy jsou posuzovány na přetržení a vytržení ze zemního masivu. Program také umožňuje automatické posouzení nejhorší výztuhy. V tabulce jsou zobrazeny síly od aktivního zemního tlaku, působícího na líci zdi v jednotlivých geovýztuhách, a působiště těchto sil. Dále je zde uvedena únosnost výztuhy na přetržení R_{t_i} , únosnost výztuhy na vytržení ze zemního masivu T_p a procentuální využití každé výztuhy.

Globální stabilita

Program umožňuje posoudit celkovou stabilitu svahu na kruhové smykové ploše. Smyková plocha může být optimalizována, tj. program automaticky vybere posouzení po nejkritičtější smykové ploše. Vlastní výpočet stability svahu může být proveden pomocí dvou proužkových metod:

9. Návrh gabionu s tahovými sítěmi

Spencer (rigorózní, přesnější metoda) a Bishop (konzervativnější, jednodušší, snadněji nalezneme řešení splňující podmínky rovnováhy).

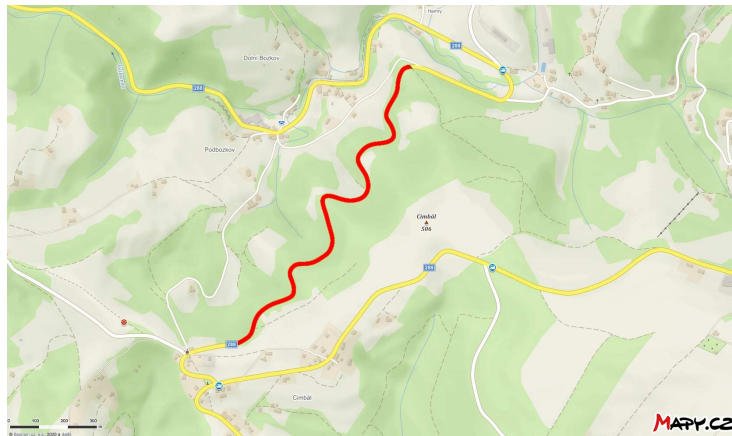
9.5 Závěr

Výpočet byl proveden v programu GEO5 – Vyztužené násopy, ve kterém byla ověřena vnitřní stabilita opěrné zdi a v programu GEO5 – Stabilita svahu, ve kterém byla ověřena celková stabilita celého svahu. Použité programy jsou od firmy Fine spol s.r.o. Provedeným výpočtem bylo ověřeno, že navržená geometrie opěrné zdi vyhovuje jak na vnitřní tak i na vnější stabilitu. Výstup z programu je součástí příloh (viz příloha č.3–6).

10 Instrumentace FBG snímačů

10.1 Lokalizace zájmového území

Instrumentace FBG snímačů, proběhla na horské komunikaci II/288 vedoucí z obce Podbozkov do obce Cimbál (viz obr. 10.1). Oblast spadá do okresu Semily v Libereckém kraji. Komunikace vede hornatým terénem a nachází se v nadmořské výšce cca 375,0–478,0 m n.m.



Obr. 10.1: Oblast zájmu (mapa převzata z [20])

10.2 Přírodní poměry

Dle získaných podkladů (archiv Geofondu Praha – registr sesuvů) nebyly zjištěny v zájmovém území žádné aktivní ani potenciální sesuvná území.

Podle mapy seismických oblastí ČR v příloze ČSN EN 1998-1: Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seismická zatížení a pravidla pro pozemní stavby leží území s referenčním zrychlením základové půdy $a_{gr} \leq 0,03 \text{ g}$. V zájmovém území se nenacházejí významnější zlomové tektonické linie, které by mohly ovlivnit plánovanou stavbu.

Dále se dle získaných archivních materiálů a mapových podkladů (Geofond Praha) v zájmovém území nenachází chráněné ložiskové území

ani dobývací prostory. V neposlední řadě se v blízkosti plánované stavby nenachází poddolované území a důlní díla.

10.2.1 Inženýrskogeologické poměry

Podle regionálně geologického členění náleží zájmové území do Českého masivu – pokryvné útvary a postvariské magmatity, spadající do regionu podkrkonošské pánve a mnichovohradištské pánve. Souvrství spadá do semilského.

Kvartérní pokryv

Dle map české geologické služby jsou v zájmovém území zastoupeny deluviální nezpevněné sedimenty jako jsou spraše, sprašové hlíny a především ve větší míře kamenito až hlinito-kamenité sedimenty, dále písky jílovité s přechody do jílů písčitých v závislosti na druhu matečné horniny.

Předkvartérní skalní podklad

Předkvartérní skalní podklad je tvořen horninami svrchního karbonu a permu, s výskytem různorodých hornin. V okolí zájmové oblasti jsou zastoupeny především zpevněné sedimenty jako jsou červenohnědé aleuropolity, pískovce, polymiktní místy oligomiktní slepence. V okolí se pak mohou vyskytovat metamorfované horniny jako jsou zelené břidlice, porfyroidy a dále pak hlubinné magmatity jako je granit, tufy a tufitické brekcie.

Zastižená geologie

Dle provedeného doplňkového inženýrskogeologického průzkumu (viz [17]), byly na lokalitě průzkumnými pracemi zastiženy pod konstrukční vrstvou vozovky kvartérní sedimenty tvořeny štěrkem jílovitým, místy pískem jílovitým s valouny křemene a opracovanými úlomky fylitu velikosti do 4,0 cm rezavohnědé až karmínové barvy. Předkvartérní skalní podklad byl zastižen v hloubce od 1,5–2,5 m. Skalní podklad je tvořen slepenci v různě

ném stupni zvětrání, pevnost s hloubkou narůstá. Vrty byly provedeny pro ověření hloubky skalního podkladu, jsou tedy mělké dosahující hloubky 3,0–4,0 m. Hlubší smykové projevy nebyly zastiženy.

10.3 Zdůvodnění instrumentace

V zájmové oblasti se budou vyskytovat gabionové konstrukce s tahovými sítěmi. Důvodem jsou deformace komunikace, v důsledku svahových deformací v blízkém okolí. Vyztužená zemina umožní zestrmení svahu tam, kde bude potřeba a rovněž zajistí stabilitu bloku gabionové konstrukce. Bude se jednat o strojně sypané gabionové konstrukce s převážným využitím místního materiálu, aby přesuny hmot byly co nejmenší, jelikož se jedná o členitou stavbu s úzkým manipulačním prostorem.

Geotechnický monitoring byl vymezen v oblasti, kde se vyskytují nejistoty, které je zapotřebí sledovat. Vystrojení FBG snímačů pro geotechnické sledování, bylo provedeno ve dvou profilech, aby bylo kontrolováno, zda se gabióny chovají, tak jak je předpokládáno. Předpokládá se, že blok líce gabiónu s tahovými sítěmi zajistí celkovou stabilitu systému, která byla zmíněna v kapitole (viz kapitola 3). Předpokládám, že k celkové ztrátě stability nedojde, jelikož se v blízkosti vyskytuje skalní podklad, tudíž je část komunikace zaříznuta do skalního podkladu.

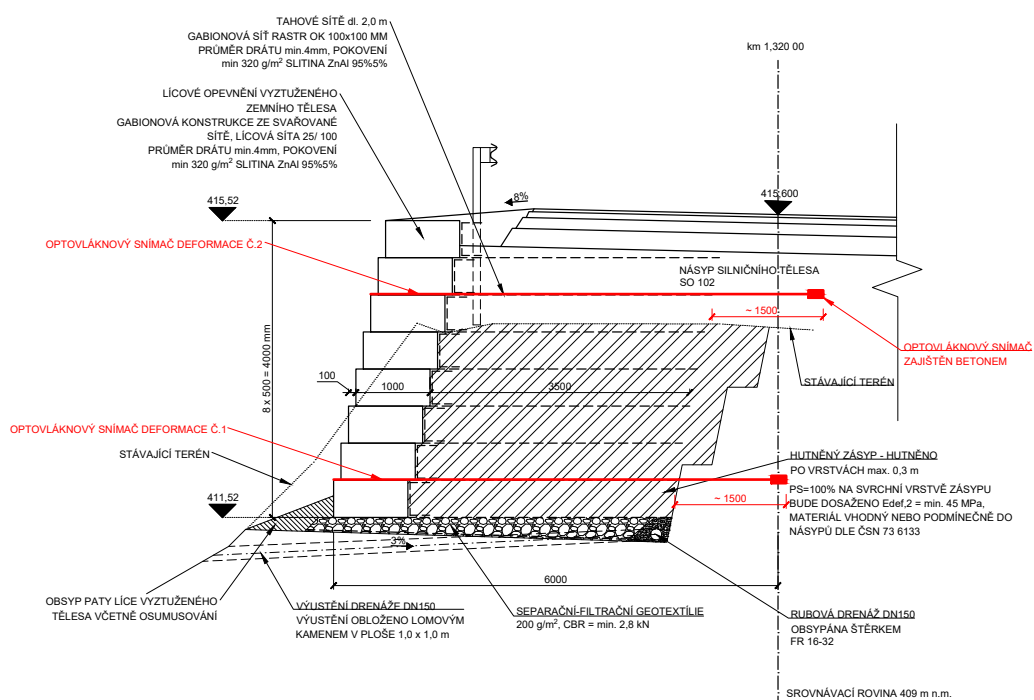
Gabionové konstrukce byly vystrojeny FBG snímači ve dvou úrovních (viz obr. 10.2). První vystrojený profil byl v km 1,320 a druhý vystrojený profil byl v km 1,500. Délka snímače byla 5,2 m.

10.4 Postup instrumentace

V první fázi se vyřízl otvor v gabionovém koši pro vložení snímače a následně se snímač svorkami přichytil ke konstrukci, aby nedocházelo k jeho pohybu (viz obr. 10.3a). Dále bylo zapotřebí zakrýt kabel izolační trubicí, aby se zabránilo mechanickému poškození snímače, ke kterému by mohlo dojít při zasypávání gabionových košů (viz obr. 10.3b). K zasypání byla použita frakce 32–63 mm, která byla sypaná strojně. Při tomto zasy-

10. Instrumentace FBG snímačů

pání by mohla jednotlivá zrna šterku tvarovat snímač a tím jej vychýlit z původního umístění. Ukotvení konce snímače je zajištěno dvojicí souběžných hřebů zaražených po obou stranách kotvičky FBG snímače do podloží. Jelikož nebylo možno zarazit hřeby v důsledku pevného podloží, byla kotvička FBG snímače zabetonována (viz obr. 10.4a), aby bylo zajištěno dostatečné ukotvení. Nakonec celé zařízení bylo zasypáno pískem pro zajištění větší ochrany před případným porušením (viz obr. 10.4b). Z čela gabionové konstrukce byly vyvedeny pasivní kabely, délky cca 0,5 m, které byly umístěny do společné krabičky, která byla připevněna na čelo gabionové konstrukce. Snímače byly umístěny na horním víku prvního gabionového koše a poté na pátém víku gabionového koše. První snímač má měřící základnu 1,0 m a je umístěn v gabionovém koši. Druhý snímač má měřící základnu 3,2 m a nachází se na tahové síti. Poslední snímač má měřící základnu 1,0 m a je umístěn za tahovou síť.



Obr. 10.2: Vzorový příčný řez (převzato z [16])

10.4. Postup instrumentace



(a) Instrumentace FBG snímače



(b) Použití izolační trubice

Obr. 10.3: Instrumentace FBG snímače, foto Dušková, Š.



(a) Zabetonování FBG snímače



(b) Zakrytí FBG snímače pískem

Obr. 10.4: Zakrytí a zabetonování FBG snímače před zasypáním štěrskem, foto Dušková, Š.

11 Měření

Měření bylo provedeno jak pro zhotovitele stavby, tak i pro investora. Zhotovitele stavby zajímal vývoj deformací konstrukce při výstavbě, například zda nedochází k vytahování tahové sítě, kdežto investora chování již hotové konstrukce vůči okolí.

Výstavba gabionové konstrukce s vyztuženou zeminou SO 213 v km 1,500 proběhla dne 13.07.2020, kdy byly osazeny snímače a rovněž se s osazením provedlo kontrolní měření. Dne 06.08.2020 byl zhotoven profil v km 1,320 a bylo provedeno měření. Dne 05.08.2020 byl snímač v km 1,320 nahrazen novým, jelikož došlo k vytržení snímače v důsledku nešetrné manipulace na stavbě při provádění zemních prací. Následovali další dvě měření při probíhající výstavbě ve dnech 06.08.2020 a 09.08.2020. Měření po zahájení provozu, tedy referenční měření pro sledování deformací na již zhotovené konstrukci proběhlo 17.12.2020.

Pro měření byla použita jednotka FBGuard 1550/850 od firmy Sa-fibra, s.r.o. Propojení měřicí jednotky se snímačem, který je vyveden do příslušné krabičky je vidět na následujícím obrázku (viz obr. 11.1). Krabičky byly v km 1,500 v jedné úrovni osazení zasypány místní materiálem, jelikož neproběhla důsledná kontrola při provádění zemních prací (viz obr. 11.2).

11.1 Vyhodnocení měření

Pro ověření funkčnosti snímačů, se provedl testovací nájezd vozidlem nad řešené profily. Zatížení se uvažovalo dle následující kapitoly (viz kapitola 9). V důsledku chyby logování dat, nelze tento nájezd vozidlem vyhodnotit. Pro řádné ověření zátěžovou zkouškou by bylo zapotřebí postupovat obdobným způsobem jako při zátěžových zkouškách mostů.

Z grafu je patrné, že teplotní snímač je citlivý na mechanické vlivy, jako jsou například vibrace způsobené od projíždějících aut. Hodnota se skokově změnila v rámci několika málo sekund a následně se opět ustálila

na nové hodnotě jak je patrné z grafu (viz obr. 11.3). Nemohlo tedy dojít ke změně teploty. Z grafu (viz obr. 11.4) je zřejmé, že došlo ve stejný okamžik ke změně i na snímači napětí. Teplotní snímače bude zapotřebí dále otestovat na mechanické vlivy.



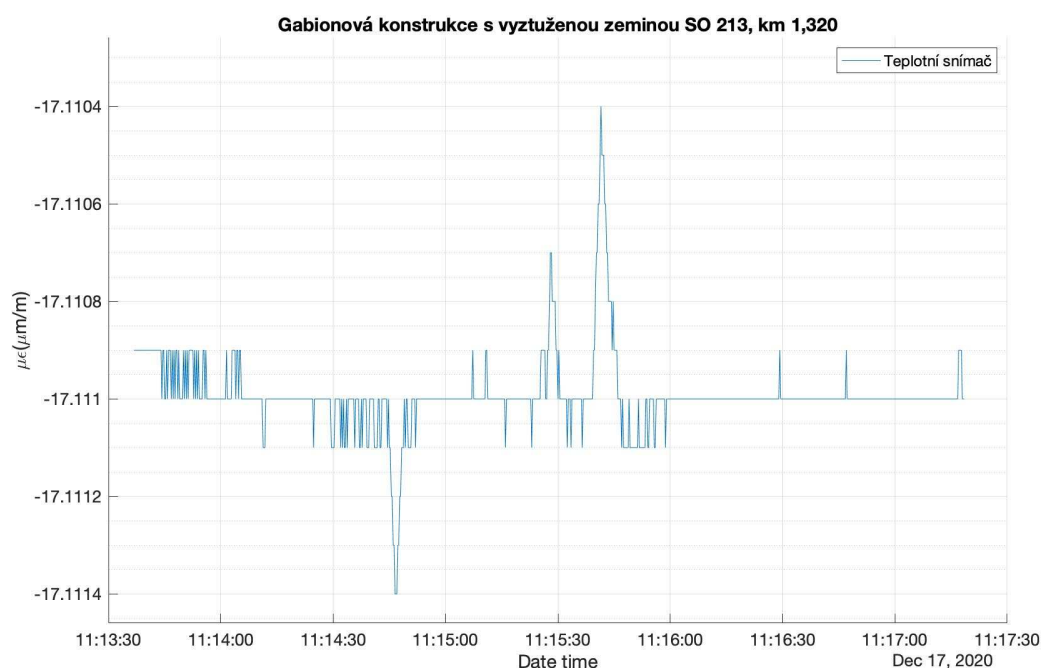
Obr. 11.1: Zapojení krabičky, foto Dušková, Š.



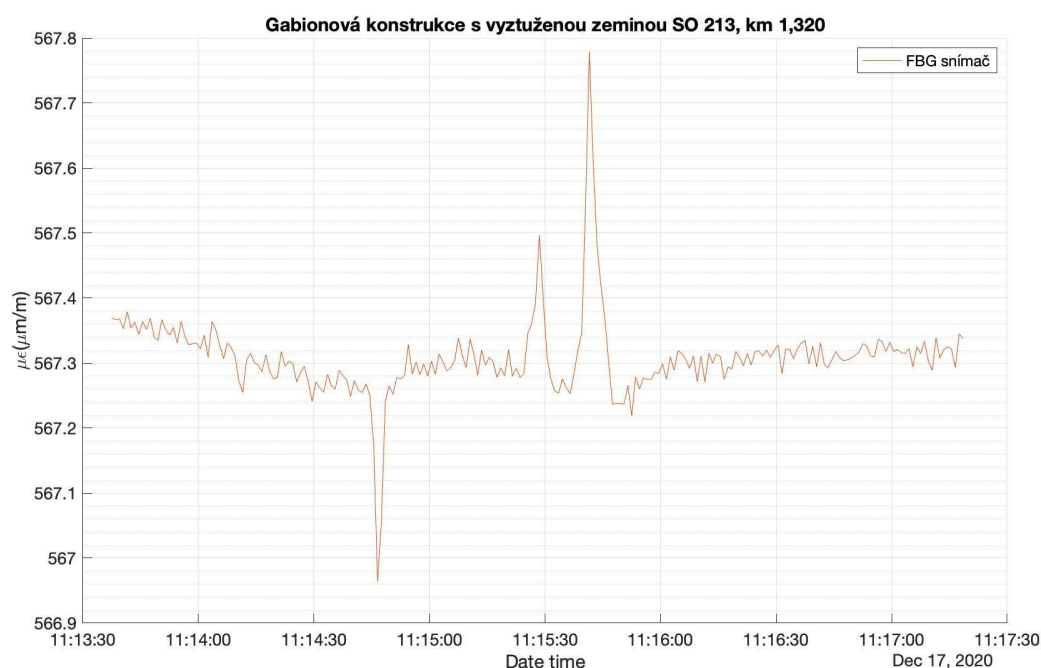
Obr. 11.2: Krabičky umístěné na čele gabionové konstrukce, foto Dušková, Š.

Na následujícím grafu (viz obr. 11.5), je vidět skokový rozdíl. První skokový rozdíl je způsoben projíždějí naloženou nákladní tatro směřem dolů. Druhý skokový rozdíl je způsoben od projíždějí prázdné nákladní tatry směřem nahoru.

11. Měření



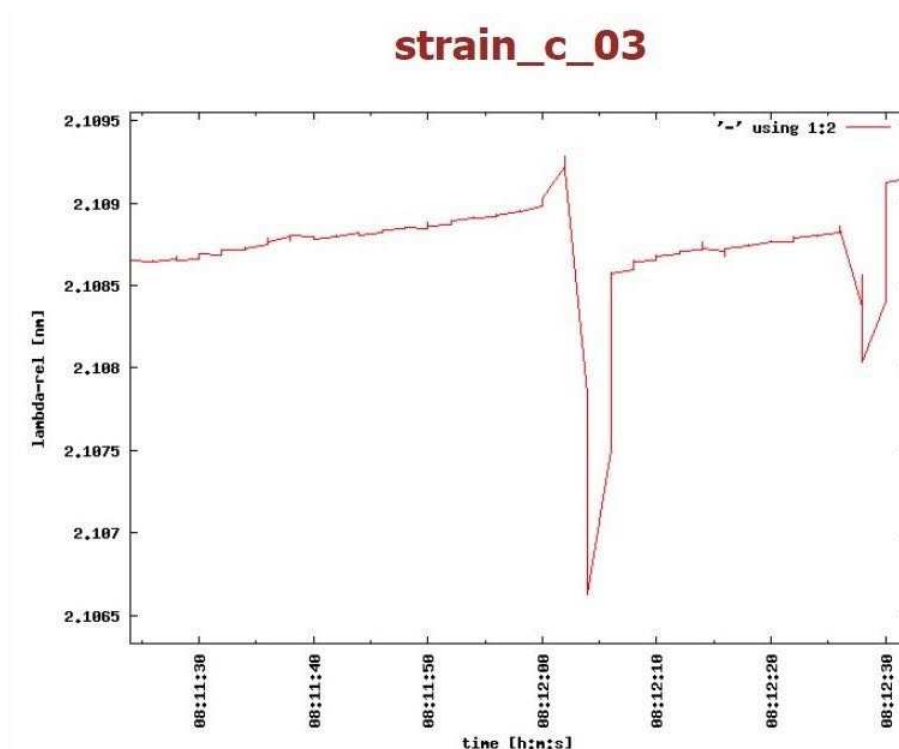
Obr. 11.3: Graf znázorňující průběh teploty



Obr. 11.4: Graf znázorňující průběh přetvoření

FBG snímače byly instrumentovány spolu s teplotními snímači od firmy Safibra, s.r.o. Naměřené vlnové délky na teplotních snímačích je nutné přepočítat příslušnými koeficienty (viz tab. 11.1) z kalibračního listu, který je dodáván spolu se snímači. Přepočet na danou teplotu se provádí dle následující rovnice (viz rovnice 11.1). Vypočtené hodnoty jsou uvedeny v následujících tabulkách, pro km 1,320 (viz tab. 11.2) a pro km 1,500

(viz tab. 11.3). Z výsledků mohu usuzovat buď nefunkční snímače, které se mohly během výstavby poškodit, či mohlo dojít k průniku vlhkosti ke snímači a tím k jeho ovlivnění. Na základě těchto výsledků nemohu dále teplotně kompenzovat FBG snímače. Předpokládám, že v masívu docházelo pouze k nepatrným změnám teplot v průběhu času, a tedy FBG snímače nebudou výrazněji ovlivněny teplotou. Kompenzace teplotou tedy není bezpodmínečně nutná. V další fázi výzkumu bude zapotřebí teplotní snímače otestovat popřípadě spolu s nimi instalovat nezávislé teplotní čidlo například Almemo PT 100 které bude fungovat jako nezávislá kontrola.



Obr. 11.5: Graf znázorňující průběh přetvoření

Tab. 11.1: Kalibrační koeficienty pro teplotní snímače

Číslo produktu	T_0 [°C]	λ_0 [nm]	K [°C/nm]
st 200426 17	22,00	1574,930	94,44
st 200426 18	22,00	1575,067	93,37
st 200426 19	22,00	1585,075	93,07
st 200426 20	22,00	1584,869	93,83

11. Měření

$$T = K \cdot (\lambda_1 - \lambda_0) + T_0 \quad (11.1)$$

- kde: T – teplota
 K – kalibrační koeficient
 λ_1 – změřená teplotní vlnová délka
 λ_0 – referenční teplotní vlnová délka
 T_0 – referenční teplota

$$T = 93,37 \cdot (1574,880 - 1575,067) + 22,0 = 4,54^\circ\text{C} \quad (11.2)$$

Tab. 11.2: Přepočítaná teplota pro km 1,320

Snímač	13. 07. 2020		09. 08. 2020		17. 12. 2020	
	λ_1 [nm]	T_0 [°C]	λ_1 [nm]	T_0 [°C]	λ_1 [nm]	T_0 [°C]
č. 1	1574,880	4,54	1584,999	949,35	1584,965	946,18
č. 2	1585,030	37,11	1584,999	34,20		

Tab. 11.3: Přepočítaná teplota pro km 1,500

Snímač	13. 07. 2020		09. 08. 2020		17. 12. 2020	
	λ_1 [nm]	T_0 [°C]	λ_1 [nm]	T_0 [°C]	λ_1 [nm]	T_0 [°C]
č. 1	1574,880	17,28	1574,991	27,76	1574,885	17,25
č. 2	1585,030	17,81	1584,817	-2,01	1584,760	-7,32

V následující tabulce (viz tab. 11.4) je ze dne 13. 07. 2020 referenční měření ze, kterého vycházím pro výpočet posunů. V dalších tabulkách (viz tab. 11.5) ze dne 09. 08. 2020 a (viz tab. 11.6) ze dne 17. 12. 2020 jsou změřeny příslušné vlnové délky pro konkrétní FBG snímače. Výpočet posunů počítám stejným způsobem, jako při vyhodnocování výsledků z laboratorního testování snímače v tlakové komoře, který je popsán v této kapitole (viz kapitola 7). V dalších tabulkách (viz tab. 11.7) a (viz tab. 11.8) jsou vypočtené posuny snímačů.

Tab. 11.4: Referenční měření ze dne 13. 07. 2020

km	Snímač	13. 07. 2020		
		$\lambda_{\text{ref},1}$ [nm]	$\lambda_{\text{ref},2}$ [nm]	$\lambda_{\text{ref},3}$ [nm]
1,320	dolní	1522,146	1535,100	1562,376
	horní	1521,200	1555,570	1562,500
1,500	dolní	1522,146	1535,100	1562,376
	horní	1515,500	1537,400	1557,350

Tab. 11.5: Měření ze dne 09. 08. 2020

km	Snímač	09. 08. 2020		
		λ_1 [nm]	λ_2 [nm]	λ_3 [nm]
1,320	dolní	1521,041	1536,138	1561,566
1,500	dolní	1526,616	1536,145	1564,278
	horní	1515,544	1537,424	1557,426

Tab. 11.6: Měření ze dne 17. 12. 2020

km	Snímač	17. 12. 2020		
		λ_1 [nm]	λ_2 [nm]	λ_3 [nm]
1,320	dolní	1521,848	1535,932	1561,528
	horní	1521,898	1556,400	1562,669
1,500	dolní	1528,091	1535,970	1564,088
	horní	1516,366	1537,053	1557,776

Tab. 11.7: Vyhodnocené měření ze dne 09. 08. 2020 – výsledné posuny

km	Snímač	09. 08. 2020		
		ΔI_1 [μm]	ΔI_2 [μm]	ΔI_3 [μm]
1,320	dolní	937,684	2794,867	669,653
1,500	dolní	3793,164	2813,715	1572,445
	horní	37,501	64,525	63,034

Posuny které byly změřeny ve dne 09. 08. 2020 (viz tab. 11.7) v km 1,320, konkrétněji posun ΔI_1 je možné vysvětlit menší hodnotou dolních snímačů oproti dolním snímačům v km 1,500 díky lepším vlastnostem materiálu, které se v dané oblasti vyskytují. V km 1,500 byl zastižen horší podklad tvořen převážně štěrkovitým jílem, kdežto v km 1,320 byly zastiženy

11. Měření

zcela zvětralé slepence. Posuny Δl_2 jsou téměř podobné jak pro km 1,320 tak i pro km 1,500. Z těchto hodnot lze usuzovat, že došlo k dostatečnému předeptnutí tahových sítí a tedy jejich využití. Poslední posuny Δl_3 ukazují jak se pohnula gabionová konstrukce jako celek vůči zeminovému prostředí. Tato hodnota svědčí o tom, že došlo k částečné mobilizaci smykové pevnosti zemin. Posuny na horním snímači v km 1,500 jsou nepatrné, je to tím, že ve dne 09. 08. 2020 ještě nebyly plně zatíženy finální vrstvou.

Tab. 11.8: Vyhodnocené měření ze dne 17. 12. 2020 – výsledné posuny

km	Snímač	17. 12. 2020		
		Δl_1 [μm]	Δl_2 [μm]	Δl_3 [μm]
1,320	dolní	252,878	2240,202	701,069
	horní	592,679	2205,408	139,707
1,500	dolní	5044,824	2342,518	1415,366
	horní	738,095	932,917	353,325

Posuny které byly změřeny ve dne 17. 12. 2020 (viz tab. 11.8) odpovídají předpokladům, které byly stanoveny měřením ve dne 09. 08. 2020. Lze si povšimnout, že u dolních snímačů došlo k větším posunům v důsledku většího zatížení, které na ně působí.

Pro ověření vypočtených posunů z naměřených vlnových délek byl proveden výpočet z logovaných dat. Referenční data jsou v následující tabulce (viz tab. 11.9) ze dne 13.07.2020. Další logování dat fungovalo pouze dne 09.08.2020 a tato data jsou vypsána v následující tabulce (viz tab. 11.10). Stejným postupem jako v kapitole (viz kapitola 7) byl proveden výpočet posunů z logovaných dat. Výsledky jsou vypsány v tabulce (viz tab. 11.11). Na první pohled je patrné, že tyto hodnoty nevypadají reálně, jelikož se ani neshodují s hodnotami v tabulce (viz tab. 11.7) nebudu k těmto hodnotám dále přihlížet. Chyba mohla nastat již při referenčním logování dat, kdy nebyl správně nastaven konfigurační soubor a logování tak nemohlo probíhat správně.

Z vypočtených posunů na tahových sítích, lze dopočítat jejich využití z Hookova zákona (viz rovnice 11.3). Uvažuji lineární průběh napětí a

předpokládám, že tahová síť potřebuje k mobilizaci odporu proti usmyknutí celou svou délkou. Stanovené napětí je tedy průměrné na danou délku, proto odhaduji dvojnásobnou hodnotu na začátku tahové sítě. Jedná se pouze o předpoklad a může docházet k podstatně rychlejší mobilizaci a tím by se tento odhad stal nebezpečným (viz obr. 11.6). Lineární průběh č.3 v mém případě nenastal, protože by jinak snímač nic neměřil. Takovýto průběh by značil zbytečně dlouhé použité sítě. Budeme se pohybovat mezi lineárním průběhem č.2 a č.1. Pro budoucí testování bude vhodné instalovat více snímačů s menším rozpětím pro zjištění přesnějšího průběhu chování. Dle těchto předpokladů je vypočtené napětí v následující tabulce (viz tab. 11.12) a z tohoto napětí bylo stanoveno procentuální využití tahových sítí. Hodnota byla porovnána s výpočtem v programu GEO5 (viz příloha č.3–6) jak s výpočtem v charakteristických hodnotách (viz tab. 11.13), tak v návrhových hodnotách (viz tab. 11.14). Z naměřených hodnot vyplývá využití sítí mezi 72,36–76,86 %. Horní tahová síť v km 1,500 je využita pouze na 30,61 %. Rozdíl oproti výpočtu v návrhových hodnotách je 15,56 %, je tedy možné, že i tento výsledek odpovídá skutečnosti. Horní tahová síť v km 1,320 je dle naměřených hodnot využita na 72,36 % oproti výpočtu v návrhových hodnotách, kdy vychází využití pouze 15,05 %. Tento snímač byl poškozen a byl vyměněn za nový, je tedy možné, že došlo k omylu a vzala se chybná referenční hodnota.

Tab. 11.9: Referenční měření ze dne 13. 07. 2020

km	Snímač	13. 07. 2020		
		$\mu\varepsilon_{\text{ref},1}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$\mu\varepsilon_{\text{ref},2}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$\mu\varepsilon_{\text{ref},3}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
1,320	dolní	0,754	-0,036	1,036
	horní	2,110	3,240	1,120
1,500	horní	-8,214	0,953	-6,497

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (11.3)$$

$$\sigma = \left(210000 \cdot \frac{2,240}{3200} \right) \cdot 2,0 = 294,026 \text{ MPa} \quad (11.4)$$

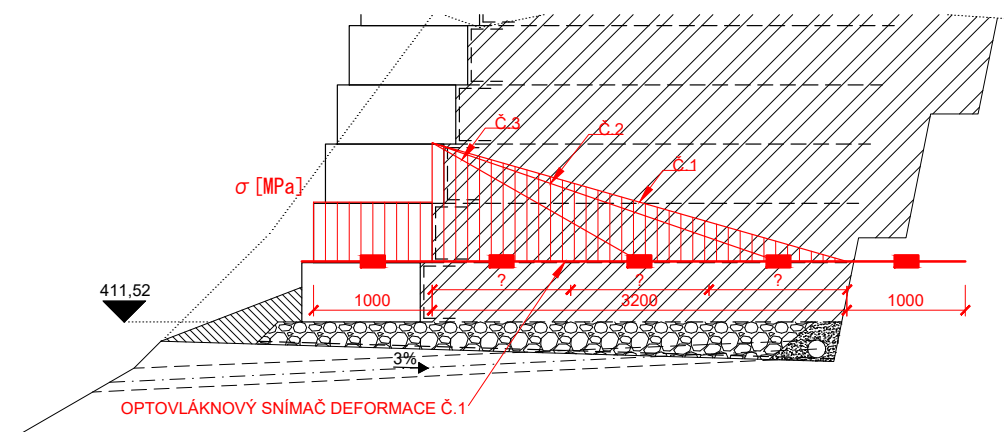
11. Měření

Tab. 11.10: Měření ze dne 09. 08. 2020

km	Snímač	09. 08. 2020		
		$\mu\varepsilon_1$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$\mu\varepsilon_2$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$\mu\varepsilon_3$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
1,320	dolní	-1,00E-04	1,50E-04	2,50E-04
1,500	dolní	1,30E-02	4,00E-04	-2,00E-03
	horní	1,000	-0,253	0,468

Tab. 11.11: Vyhodnocené měření ze dne 09. 08. 2020 – výsledné posuny

km	Snímač	09. 08. 2020		
		Δl_1 [μm]	Δl_2 [μm]	Δl_3 [μm]
1,320	dolní	-0,754	0,116	-1,036
1,500	horní	9,214	-3,860	6,965



Obr. 11.6: Předpokládaný průběh napětí na tahové síti

Tab. 11.12: Napětí na výztuži

km	Snímač	17. 12. 2020		
		l [m]	Δl_3 [μm]	σ [MPa]
1,320	dolní	3,2	2240,202	294,026
	horní	3,2	2205,408	289,460
1,500	dolní	3,2	2342,518	307,456
	horní	3,2	932,917	122,445

Tab. 11.13: Porovnání využití geovýtuh – standardní bez redukce

km	Snímač	17. 12. 2020		
		Geo5 char. [%]	Měření [%]	Rozdíl [%]
1,320	dolní	34,75	73,51	38,76
	horní	10,57	72,36	61,79
1,500	dolní	34,75	76,86	42,11
	horní	10,57	30,61	20,04

Tab. 11.14: Porovnání využití geovýtuh – návrhový přístup DA2

km	Snímač	17. 12. 2020		
		Geo5 DA2 [%]	Měření [%]	Rozdíl [%]
1,320	dolní	49,36	73,51	24,15
	horní	15,05	72,36	57,31
1,500	dolní	49,36	76,86	27,50
	horní	15,05	30,61	15,56

Závěr

V úvodu diplomové práce byly popsány opěrné konstrukce s vyztuženou zeminou a jejich posouzení. Byla definována vnější celková stabilita svahu, která je pro tento typ konstrukcí důležitá. Byly zmíněny příklady mechanických poruch svahu narušující celkovou stabilitu svahu. V neposlední řadě uvádím problematiku stability horských komunikací a jejich následné řešení.

V rámci testování optických vláken v zeminovém prostředí bylo nutné tato vlákna předem otestovat v laboratorním prostředí. Byl sledován vliv tlakové vody na FBG snímače a jejich opláštění. Dosavadní výsledky ukazují, že k průniku vody opláštěním k FBG snímači při tlaku 100,0 kPa během 9 dnů nedošlo. Tento tlak by odpovídal uložení FBG snímače 10,0 m pod hladinu podzemní vody. Při instalaci k tomu nedošlo. Naměřené hodnoty v laboratorním prostředí byly použity pro stanovení koeficientů pro přepočet teplotní změny a přetvoření optického vlákna. Stanovený součinitel byl dále užíván při vyhodnocování dat naměřených na vyztužených tělesech SO203 nacházejících se na horské komunikaci II/288 vedoucí z obce Podbozkov do obce Cimbál.

Druhým laboratorním měřením byly testovány snímače na teplotu a přetvoření. Pro testování byl použit pásek obsahující páry FBG snímačů. Pásek bude sloužit pro sledování svahových pohybů v inklinometrických pažnicích. Proto bylo zapotřebí vytvořit aplikaci, která dokáže načíst a analyzovat velké množství dat uložených v různých datových souborech a dále s nimi pracovat. Aplikace byla vytvořena v programu MATLAB. Z naměřených hodnot bylo zřejmé, že i nepatrné navýšení teploty ovlivnilo hodnoty měření. Snímače posunů by se měly instalovat spolu s teplotním čidlem k následné kompenzaci teploty. Vlivem teplotní změny by se mohly v naměřených datech vyskytnout fiktivní deformace.

Cílem této práce bylo sledovat vybraná vyztužená tělesa nacházející se na horské komunikaci II/280 mezi obcemi Podbozkov a Cimbál. Jed-

nalo se o pilotní instrumentaci FBG snímačů v takovém prostředí. Dále bylo nutno ověřit, zda lze snímače v tomto prostředí použít, aniž by došlo k jejich poškození například zemními pracemi. Naměřená data byla přepočítána pomocí součinitele, který byl stanoven a ověřen při laboratorním měření. Z vypočtených posunů vychází využití tahových sítí v rozmezí od 72,36–76,86 %. Rozdíl oproti výpočtu v návrhových hodnotách se pohybuje v rozmezí od 15,56–27,50 %. Podstatná diference nastává na horní tahové síti v km 1,320, kde je dle měření využití 72,36 % oproti výpočtu v návrhových hodnotách. Na tahové síti jsem uvažovala lineární průběh napětí, ze kterého vycházejí mnou vypočítané hodnoty. Při pilotní instrumentaci ověřující funkčnost snímačů, byl instalován na tahovou síť pouze jeden snímač posunu. Lineární průběh napětí tedy nemusí být příliš strmý. Pro další instrumentace by bylo vhodné nainstalovat více snímačů na tahovou síť, aby mohl být stanoven přesnější průběh napětí. Z hlediska dalšího sledování vyztužených těles bude možné poté stanovit skutečnou délku tahové sítě, která závisí na jejím provedení, na zásypovém materiálu a jeho smykových parametrech.

Spolu s FBG snímači byly osazeny teplotní snímače od firmy Safibra, s.r.o. Spolu s nimi je dodáván kalibrační list, podle něhož se přepočítají naměřené hodnoty na teplotu. Z takto vypočtených teplot mohu identifikovat buď nefunkční snímače, které se mohly během výstavby poškodit, či mohlo dojít k průniku vlhkosti ke snímači a tím k ovlivnění jeho chování. Z hlediska instrumentace teplotních snímačů FBG by bylo vhodné spolu s nimi instalovat teplotní čidla, například Almemo PT 100, která budou sloužit jako nezávislá kontrola.

Seznam obrázků

Obr. 1.1	Opěrné konstrukce s vyztuženou zeminou	12
Obr. 1.2	Spojování sítí	13
Obr. 1.3	Distanční spony	14
Obr. 1.4	Detail pomocných trubek na lícové straně	14
Obr. 1.5	Ručně skládaná pohledová plocha gabionové konstrukce	16
Obr. 1.6	Gabionová konstrukce s tahovými sítěmi	17
Obr. 2.1	Vnitřní stabilita – přetržení	19
Obr. 2.2	Vnitřní stabilita – vytržení	19
Obr. 2.3	Vnitřní stabilita – vyboulení	20
Obr. 2.4	Vnější stabilita – posun	20
Obr. 2.5	Vnější stabilita – překlopení	20
Obr. 2.6	Vnější stabilita – únosnost podloží	21
Obr. 2.7	Vnější stabilita – celková stabilita	21
Obr. 3.1	Schéma vnější celkové stability	22
Obr. 3.2	Charakteristické znaky ploužení	24
Obr. 3.3	Charakteristický projev rotačního sesuvu	25
Obr. 3.4	Inženýrskogeologická mapa	26
Obr. 3.5	Charakteristické projevy translačního sesuvu	27
Obr. 3.6	Projev stékání	28
Obr. 3.7	Pohled na zámek Jezeří v pozadí velkolom	29
Obr. 3.8	Mapa svahových nestabilit	30
Obr. 3.9	Legenda mapy svahových nestabilit	30

Obr. 3.10	Schéma skalního řízení	31
Obr. 3.11	Oblast s vulkanogenními sedimenty VN Nechanice	32
Obr. 3.12	Oblast s pánevními sedimenty VN Nechanice	33
Obr. 3.13	Schéma blokového skluzu	34
Obr. 3.14	Vlčí jáma	35
Obr. 5.1	Pohled v ose komunikace	39
Obr. 5.2	Pohled na svah komunikace	39
Obr. 5.3	Svah komunikace	40
Obr. 5.4	Další pohled na svah komunikace	40
Obr. 5.5	Komunikace po sejmutí krytu vozovky	41
Obr. 5.6	Původní stav komunikace	41
Obr. 7.1	Schéma FBG snímače	46
Obr. 7.2	Tlaková komora	48
Obr. 7.3	Předepnutý FBG snímač	52
Obr. 7.4	Graf znázorňující průběh přetvoření	53
Obr. 7.5	Průběh teploty při laboratorním měření	54
Obr. 7.6	Graf znázorňující průběh přetvoření	56
Obr. 7.7	Graf znázorňující nárůst tlaku v komoře	56
Obr. 7.8	Schéma umístění snímačů	58
Obr. 7.9	Průběh teploty	59
Obr. 8.1	Ukázka programovacího prostředí	63
Obr. 8.2	Ukázka grafu s vybranými body	64
Obr. 8.3	Vzhled okna při spuštění aplikace	66
Obr. 8.4	Okno s možností výběru příslušných dat	66

Obr. 8.5	Okno s chybovou hláškou	67
Obr. 8.6	Okno před uzavřením aplikace	67
Obr. 8.7	Okno s nastavením tisku	68
Obr. 9.1	Gabionové konstrukce km 1,320	70
Obr. 9.2	Gabionové konstrukce km 1,500	71
Obr. 9.3	Blok lícového opevnění s tahovou sítí	72
Obr. 9.4	Testovací nájezd vozidlem	74
Obr. 10.1	Oblast zájmu	77
Obr. 10.2	Vzorový příčný řez	80
Obr. 10.3	Instrumentace FBG snímače	81
Obr. 10.4	Zakrytí a zabetonování FBG snímače před zasypání štěrkem	81
Obr. 11.1	Zapojení krabičky	83
Obr. 11.2	Krabičky umístěné na čele gabionové konstrukce	83
Obr. 11.3	Graf znázorňující průběh teploty	84
Obr. 11.4	Graf znázorňující průběh přetvoření	84
Obr. 11.5	Graf znázorňující průběh přetvoření	85
Obr. 11.6	Předpokládaný průběh napětí na tahové síti	90

Seznam tabulek

Tab. 3.1	Klasifikace sesuvů podle rychlosti pohybu podle Něm- čoka, Paška, Rybáře, 1974	23
Tab. 7.1	Výpočet přetvoření z logovaných hodnot	55
Tab. 7.2	Výpočet přetvoření z vlnových délek	55
Tab. 7.3	Průměrná teplota v čase 00:00–7:00	60
Tab. 7.4	Přetvoření $\Delta h = 10\text{ mm}$ horních snímačů	61
Tab. 7.5	Přetvoření $\Delta h = 10\text{ mm}$ spodních snímačů	61
Tab. 11.1	Kalibrační koeficienty pro teplotní snímače	85
Tab. 11.2	Přepočítaná teplota pro km 1,320	86
Tab. 11.3	Přepočítaná teplota pro km 1,500	86
Tab. 11.4	Referenční měření ze dne 13.07.2020	87
Tab. 11.5	Měření ze dne 09.08.2020	87
Tab. 11.6	Měření ze dne 17.12.2020	87
Tab. 11.7	Vyhodnocené měření ze dne 09.08.2020 – výsledné po- suny	87
Tab. 11.8	Vyhodnocené měření ze dne 17.12.2020 – výsledné po- suny	88
Tab. 11.9	Referenční měření ze dne 13.07.2020	89
Tab. 11.10	Měření ze dne 09.08.2020	90
Tab. 11.11	Vyhodnocené měření ze dne 09.08.2020 – výsledné po- suny	90
Tab. 11.12	Napětí na výztuži	90
Tab. 11.13	Porovnání využití geovýztuh – standardní bez redukce . .	91

Tab. 11.14 Porovnání využití geovýztuh – návrhový přístup DA2 . . . 91

Seznam použitých norem

- ČSN 69 0010 Tlakové nádoby stabilní
- ČSN EN 1997-1 Navrhování geotechnických konstrukcí Část 1: Obecná pravidla
- ČSN EN 1997-2 Navrhování geotechnických konstrukcí Část 2: Obecná pravidla
- ČSN 73 0031 Spolehlivost stavebních konstrukcí a základových púd
- ČSN 73 1000 Zakládání stavebních objektů
- ČSN EN 1536 Provádění speciálních geotechnických prací – vrtané piloty
- ČSN EN 1537 Provádění speciálních geotechnických konstrukcí – injektované horninové kotvy
- ČSN 73 0037 Zemní a horninový tlak na stavební konstrukce
- ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí
- ČSN EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- ČSN EN 1997 Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla
- ČSN EN 1998-1: Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemetřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby

Literatura

- [1] Databáze svahových nestabilit České geologické služby. [Online], [cit. 2020-10-03].
URL <http://www.geology.cz/app/pasport/viewdbs.pl?db=3&map=12-11-02>
- [2] Databáze svahových nestabilit České geologické služby. [Online], [cit. 2020-09-28].
URL <http://www.geology.cz/app/pasport/viewdbs.pl?db=1f&map=02-33-03>
- [3] Databáze svahových nestabilit České geologické služby. [Online], [cit. 2020-09-28].
URL <http://www.geology.cz/app/pasport/viewdbs.pl?db=1&map=01-43-22>
- [4] DUŠKOVÁ, .: Sledování svahových pohybů s užitím optických vláken. 2019, Praha, doc. Ing. Jan Záleský, CSc.
- [5] Fiber Bragg Grating Interrogator, User and Configuration Guide for the FBGuard 1550. 2012.
- [6] GEO5 2021 - Uživatelská příručka. 2021.
- [7] HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P.: *The landslide handbook – A guide to understanding landslides*. Reston, Virginia: U.S. Geological Survey, circular 1325 vyd n , 2008, ISBN 978-141132226-4, [Online], [cit. 2020-09-19].
URL https://pubs.usgs.gov/circ/1325/pdf/C1325_508.pdf
- [8] Hong, C.-Y.; Yin, J.-H.; Jin, W.; aj.: Comparative study on the elongation measurement of a soil nail using optical lower coherence interferometry method and FBG method. *Advances in Structural Engineering*, 2010, ISSN 1369-4332, 2048-4011, doi:10.1260/1369--4332.13.2.309.

- [9] Jezeří. [Online], [cit. 2020-09-26].
URL <https://www.zamek-jezeri.cz/cs>
- [10] Mapované svahové nestability. [Online], [cit. 2020-09-26].
URL https://mapy.geology.cz/svahove_nestability/
- [11] MOURATIDIS, A.: Use of satellite Geodesy in slope stability monitoring. *State-of-the-Art Review*, 2009: s. 1–101, doi:10.13140/RG.2.1.3682.1601, [Online], [cit. 2020-09-23].
URL <http://rgdoi.net/10.13140/RG.2.1.3682.1601>
- [12] NEMČOK, A.; PAŠEK, J.; RYBÁŘ, J.: Dělení svahových pohybů. *Sbor. geol. Věd, Hydrogeol. inž. Geol.*, ro n k 11, 1974: s. 77–97.
- [13] Opěrné zdi a mosty | GEOMAT – zpevňování svahů, opěrné zdi, protierozní ochrana, zlepšování podloží, geotextilie, geomříže. [Online], [cit. 2020-10-03].
URL <https://www.geomat.cz/aplikace-co-resime/operne-zdi-a-mosty/>
- [14] PŇOVSKÝ, T.: VD Nechanice - sanace abrazí LB (Oáza) – III. etapa, inženýrskogeologický průzkum. 2020.
- [15] Technologický postup. [Online], [cit. 2020-10-03].
URL <http://gabiony-protihlukove-steny-ocelove-konstrukce.algon.cz/dokumenty/pdf/TechnologickyPostup2.pdf>
- [16] TERŠ, L.: Rekonstrukce silnice II/ 288 Podbozkov – Cimbál. 2020.
- [17] TOMÁŠEK, J.: Závěrečná zpráva - Doplnkový inženýrskogeologický průzkum pro rekonstrukci silnice II/ 288 Podbozkov – Cimbál. 2018.
- [18] VANÍČEK, I.: Vyztužené zemní konstrukce a EC 7. 2012.
- [19] VANÍČEK, I.; ČIHÁKOVÁ, T.; RUPP, D.: *Navrhování geotechnických konstrukcí Příručka k ČSN EN 1997*. Praha: Česká geotechnická společnost ČSSI, 2016, ISBN 978-80-87920-03-9.

[20] Základní mapa. [Online], [cit. 2020-09-27].

URL <https://mapy.cz/zakladni?x=13.8401000&y=50.6466000&z=11>

Seznam příloh

Příloha č. 1 – Přetvoření $\Delta h = 10\text{ mm}$ horních snímačů

Příloha č. 2 – Přetvoření $\Delta h = 10\text{ mm}$ spodních snímačů

Příloha č. 3 – GEO5 – výpočet standardní – bez redukce pro SO203 – km 1,320

Příloha č. 4 – GEO5 – návrhový přístup DA2 pro SO203 – km 1,320

Příloha č. 5 – GEO5 – výpočet standardní – bez redukce pro SO203 – km 1,320

Příloha č. 6 – GEO5 – návrhový přístup DA2 pro SO203 – km 1,500

Příloha č. 1

Přetvoření $\Delta h = 10\text{ mm}$ horních snímačů

Datum	Snímač	T [°C]	$\Delta\mu\epsilon$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
03.03.2020	top01	23,04	112,536
04.03.2020	top01	23,04	106,906
05.03.2020	top01	23,04	106,721
06.03.2020	top01	23,04	108,402
13.03.2020	top01	23,53	72,446
14.03.2020	top01	23,53	70,019
15.03.2020	top01	23,53	67,876
16.03.2020	top01	23,53	70,225
03.03.2020	top02	23,04	-291,566
04.03.2020	top02	23,04	-296,637
05.03.2020	top02	23,04	-296,608
06.03.2020	top02	23,04	-296,048
13.03.2020	top02	23,53	-40,918
14.03.2020	top02	23,53	-43,202
15.03.2020	top02	23,53	-45,380
16.03.2020	top02	23,53	-42,821
03.03.2020	top03	23,04	10,961
04.03.2020	top03	23,04	5,318
05.03.2020	top03	23,04	5,393
06.03.2020	top03	23,04	6,174
13.03.2020	top03	23,53	48,992
14.03.2020	top03	23,53	45,701
15.03.2020	top03	23,53	43,546
16.03.2020	top03	23,53	45,399
03.03.2020	top04	23,04	419,515
04.03.2020	top04	23,04	416,240
05.03.2020	top04	23,04	414,979
06.03.2020	top04	23,04	415,916
13.03.2020	top04	23,53	82,325

(pokračování tabulky na další stránce)

<i>(pokračování tabulky)</i>			
Datum	Snímač	T [°C]	$\Delta\mu\epsilon$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
14. 03. 2020	top04	23,53	79,532
15. 03. 2020	top04	23,53	76,746
16. 03. 2020	top04	23,53	79,486
03. 03. 2020	top05	23,04	-118,948
04. 03. 2020	top05	23,04	-123,217
05. 03. 2020	top05	23,04	-123,829
06. 03. 2020	top05	23,04	-122,665
13. 03. 2020	top05	23,53	-50,776
14. 03. 2020	top05	23,53	-53,764
15. 03. 2020	top05	23,53	-55,552
16. 03. 2020	top05	23,53	-52,960
03. 03. 2020	top06	23,04	-121,852
04. 03. 2020	top06	23,04	-127,684
05. 03. 2020	top06	23,04	-126,377
06. 03. 2020	top06	23,04	-122,488
13. 03. 2020	top06	23,53	-131,224
14. 03. 2020	top06	23,53	-133,370
15. 03. 2020	top06	23,53	-134,961
16. 03. 2020	top06	23,53	-132,513
<i>(konec tabulky)</i>			

Příloha č. 2

Přetvoření $\Delta h = 10 \text{ mm}$ spodních snímačů

Datum	Snímač	T [°C]	$\Delta\mu\epsilon$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
03.03.2020	bot01	23,04	-81,092
04.03.2020	bot01	23,04	-86,867
05.03.2020	bot01	23,04	-87,727
06.03.2020	bot01	23,04	-86,898
13.03.2020	bot01	23,53	-39,399
14.03.2020	bot01	23,53	-42,144
15.03.2020	bot01	23,53	-44,300
16.03.2020	bot01	23,53	-42,500
03.03.2020	bot02	23,04	376,136
04.03.2020	bot02	23,04	370,627
05.03.2020	bot02	23,04	370,111
06.03.2020	bot02	23,04	372,442
13.03.2020	bot02	23,53	75,696
14.03.2020	bot02	23,53	73,019
15.03.2020	bot02	23,53	70,878
16.03.2020	bot02	23,53	72,850
03.03.2020	bot03	23,04	-42,746
04.03.2020	bot03	23,04	-47,073
05.03.2020	bot03	23,04	-47,730
06.03.2020	bot03	23,04	-47,525
13.03.2020	bot03	23,53	-2,082
14.03.2020	bot03	23,53	-5,650
15.03.2020	bot03	23,53	-8,213
16.03.2020	bot03	23,53	-6,555
03.03.2020	bot04	23,04	-353,368
04.03.2020	bot04	23,04	-358,879
05.03.2020	bot04	23,04	-358,685
06.03.2020	bot04	23,04	-356,591
13.03.2020	bot04	23,53	-66,805

(pokračování tabulky na další stránce)

(pokračování tabulky)

Datum	Snímač	T [°C]	$\Delta\mu\epsilon$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
14. 03. 2020	bot04	23,53	-68,939
15. 03. 2020	bot04	23,53	-70,002
16. 03. 2020	bot04	23,53	-67,210
03. 03. 2020	bot05	23,04	137,075
04. 03. 2020	bot05	23,04	130,707
05. 03. 2020	bot05	23,04	131,490
06. 03. 2020	bot05	23,04	134,138
13. 03. 2020	bot05	23,53	56,324
14. 03. 2020	bot05	23,53	56,003
15. 03. 2020	bot05	23,53	55,040
16. 03. 2020	bot05	23,53	57,682
03. 03. 2020	bot06	23,04	87,134
04. 03. 2020	bot06	23,04	83,693
05. 03. 2020	bot06	23,04	81,035
06. 03. 2020	bot06	23,04	84,498
13. 03. 2020	bot06	23,53	91,002
14. 03. 2020	bot06	23,53	86,146
15. 03. 2020	bot06	23,53	83,184
16. 03. 2020	bot06	23,53	84,953

(konec tabulky)

Příloha č. 3

GEO5 – výpočet standardní – bez redukce pro

SO203 – km 1,320

Výpočet vyztužených svahů

Vstupní data

Projekt

Akce : Návrh a sledování vybraných gabionových stěn s tahovými sítěmi
Část : SO203 - km 1,320
Popis : Gabionové stěny
Vypracoval : bc. Šarlota Dušková
Datum : 27.11.2020

Nastavení

Standardní - bez redukce

Materiály a normy

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

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
Vnitřní stabilita : Standard - rovná smyková plocha
Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_{mv} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce objemové tíhy za konstrukcí :	$\gamma_{m\gamma} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce objemové tíhy před konstrukcí :	$\gamma_{m\gamma} =$	1,00	[-]

Součinitele redukce únosnosti			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce únosnosti na překlopení :	$\gamma_o =$	1,00	[-]
Součinitel redukce únosnosti na posunutí :	$\gamma_s =$	1,00	[-]
Součinitel redukce únosnosti základové půdy :	$\gamma_b =$	1,00	[-]

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,00	[-]
Součinitel celkové stability konstrukce :	$\gamma_s =$	1,00	[-]

Geometrie konstrukce

Počet bloků $n = 7$
Výška bloku $h = 0,50$ m



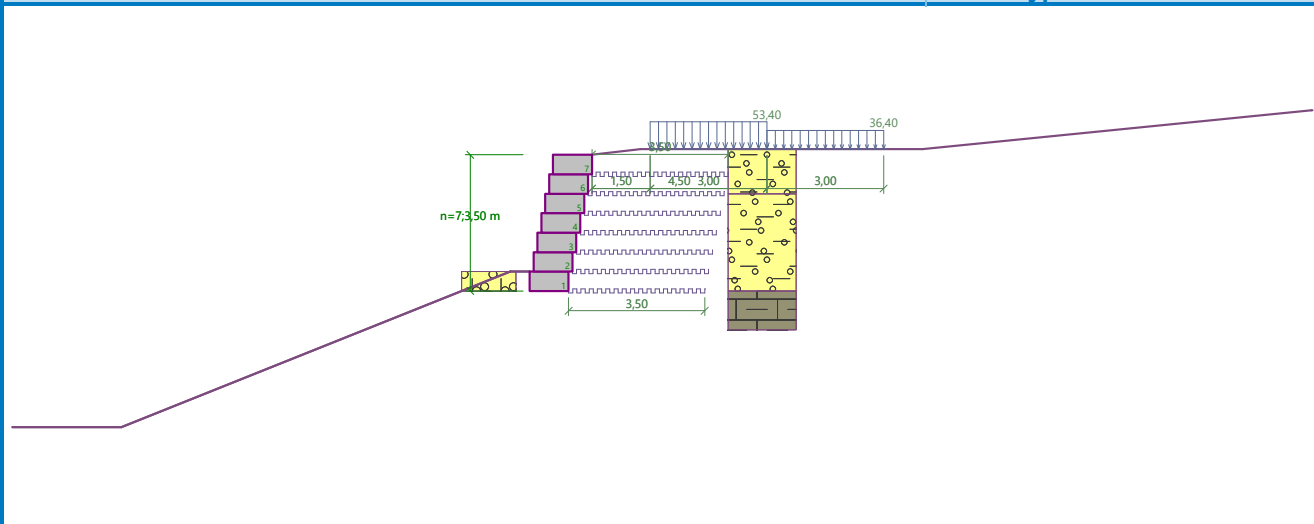
Pouze pro nekomerční využití



Šířka bloku $b = 1,00$ m
Odskok bloku $o_1 = 0,10$ m

Název : Geometrie

Fáze - výpočet : 1 - 0



Materiál

Materiál bloku

Objemová tíha bloku $\gamma = 18,00$ kN/m³
Koheze $c = 40,00$ kPa
Tření $f = 1,000$
Smyková únosnost spoje $R_s = 40,00$ kN/m

Typy výztuh

Číslo	Název	Typ výztuhy	Typ čáry	Pevnost výztuhy		Koeficient	
				T_{ult} [kN/m]	R_t [kN/m]	C_{ds} [-]	C_i [-]
1	Ocel síť ALGON (uživ.)	uživatelská	~~~~~	40,00	37,50	0,80	0,80

Podrobnosti výztuh

1. Ocel síť ALGON (uživ.)

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 40,00$ kN/m
Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 37,50$ kN/m

Vyztužení

Celkový počet zadaných výztuh : 7.

Parametry zemín

S5 SC

Objemová tíha : $\gamma = 18,50$ kN/m³
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 29,00$ °
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 5,00$ kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00$ °
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 18,50$ kN/m³

R6/ G5 GC

Objemová tíha : $\gamma = 1,50$ kN/m³
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 37,00$ °



Pouze pro nekomerční využití



Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 4,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 1,50 \text{ kN/m}^3$

R5

Objemová tíha : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 23,50^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 37,50 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

R4

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 23,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 35,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

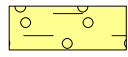
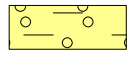

G5 GC

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

G3 G-F

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	G5 GC	
2	2,50	1,00 .. 3,50	G5 GC	
3	-	3,50 .. ∞	R4	

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		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	53,40		1,50	3,00	na terénu
2	Ano		proměnné	36,40		4,50	3,00	na terénu



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Název
1	Q1
2	Q2

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: není uvažován

Zemina na líci konstrukce - G3 G-F

Výška zeminy před zdí

$h = 0,50 \text{ m}$

Tvar terénu na líci konstrukce

Číslo	Souřadnice x[m]	Hloubka z[m]
1	0,00	0,00
2	0,00	-0,50
3	-0,50	-0,50
4	-10,50	3,50
5	-11,50	3,50

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 1366,46 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 98,40 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 316,54 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 54,14 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Posouzení pracovní spáry nad nejvíce využitým blokem čís.: 1

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 311,13 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 46,87 \text{ kNm/m}$

Spára na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 313,25 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 47,15 \text{ kN/m}$

Spára na posunutí VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



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	-279,84	439,21	54,14	0,000	97,60

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-279,84	439,21	54,14

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 $\sigma = 97,60$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 350,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Posouzení posunutí po výztuze čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení geovýztuhy s největším využitím)

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-1,75	63,00	-0,20	1,000
Aktivní tlak	19,20	-1,20	13,45	3,50	1,000
Q1	27,85	-2,30	19,64	3,50	1,000
Q2	16,34	-1,38	12,07	3,50	1,000
Tíh.- vyztužená zemina	0,00	-1,74	219,22	1,91	1,000
Q1	0,00	-3,65	74,76	2,80	1,000
Výztuha	-6,71	-0,50	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-11,28	-1,00	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-13,73	-1,50	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-14,05	-2,00	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-12,24	-2,50	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-8,30	-3,00	0,00	3,50	1,000

Posouzení na posunutí po geovýztuze s největším využitím (Výzt. čís.: 1)

Sklon smykové plochy	= 90,00 °
Celková normálová síla působící na výztuhu	= 339,14 kN/m
Součinitel redukce posunutí po geovýztuze	= 0,80
Odpor na geovýztuze	= 189,97 kN/m
Odpor zdi	= 61,74 kN/m
Celková únosnost výztuh	= 66,31 kN/m



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 318,02$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 63,39$ kN/m

Posunutí po geovýtuzi VYHOVUJE

Výpočet vnitřní stability čís. 1

Spočtené síly a únosnosti geovýtuh

Číslo	Název	F_x [kN/m]	Hloubka z[m]	R_t [kN/m]	Využití [%]	T_p [kN/m]	Využití [%]
1	Ocel síť ALGON (uživ.)	-9,21	3,50	37,50	24,57	271,04	3,40
2	Ocel síť ALGON (uživ.)	-13,03	3,00	37,50	34,75	219,49	5,94
3	Ocel síť ALGON (uživ.)	-10,23	2,50	37,50	27,28	171,86	5,95
4	Ocel síť ALGON (uživ.)	-9,60	2,00	37,50	25,60	129,06	7,44
5	Ocel síť ALGON (uživ.)	-8,97	1,50	37,50	23,92	91,09	9,85
6	Ocel síť ALGON (uživ.)	-3,96	1,00	37,50	10,57	57,94	6,84
7	Ocel síť ALGON (uživ.)	-0,62	0,50	37,50	1,64	29,61	2,08

Posouzení na přetržení (geovýtuh čís.2)

Únosnost na přetržení $R_t = 37,50$ kN/m

Síla v geovýtuzi $F_x = 13,03$ kN/m

Geovýtuh na přetržení VYHOVUJE

Posouzení na vytržení (geovýtuh čís.5)

Únosnost na vytržení $T_p = 91,09$ kN/m

Síla v geovýtuzi $F_x = 8,97$ kN/m

Geovýtuh na vytržení VYHOVUJE

Celkové posouzení - geovýtuh VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 1

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-4,70; -5,82)$ m

Poloměr $r = 12,03$ m

Úhel $\alpha_1 = -18,65^\circ$

$\alpha_2 = 61,88^\circ$

Posouzení stability svahu (Bishop)

Využití = 44,77 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 2

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-4,91; -5,45)$ m

Poloměr $r = 11,89$ m

Úhel $\alpha_1 = -19,81^\circ$

$\alpha_2 = 63,53^\circ$

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití = 45,65 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Výpočet stability svahu

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 397,97$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 860,61$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 4580,62$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 9905,65$ kNm/m

Využití : 46,2 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 2

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Sumace aktivních sil : $F_a = 357,78$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 679,50$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 2855,10$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 5422,38$ kNm/m

Využití : 52,7 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 3

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití : 47,2 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 4

Posouzení stability svahu (Janbu)

Využití : 46,9 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 5

Posouzení stability svahu (Morgenstern-Price)

Využití : 46,9 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Příloha č. 4

GEO5 – návrhový přístup DA2 pro SO203 –
km 1,320

Výpočet vyztužených svahů

Vstupní data

Projekt

Akce : Návrh a sledování vybraných gabionových stěn s tahovými sítěmi
Část : SO203 - km 1,320
Popis : Gabionové stěny
Vypracoval : bc. Šarlota Dušková
Datum : 27.11.2020

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

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
Vnitřní stabilita : Standard - rovná smyková plocha
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

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 [-]	

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu



Pouze pro nekomerční využití



Součinitele redukce zatížení (F)

Trvalá návrhová situace

		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

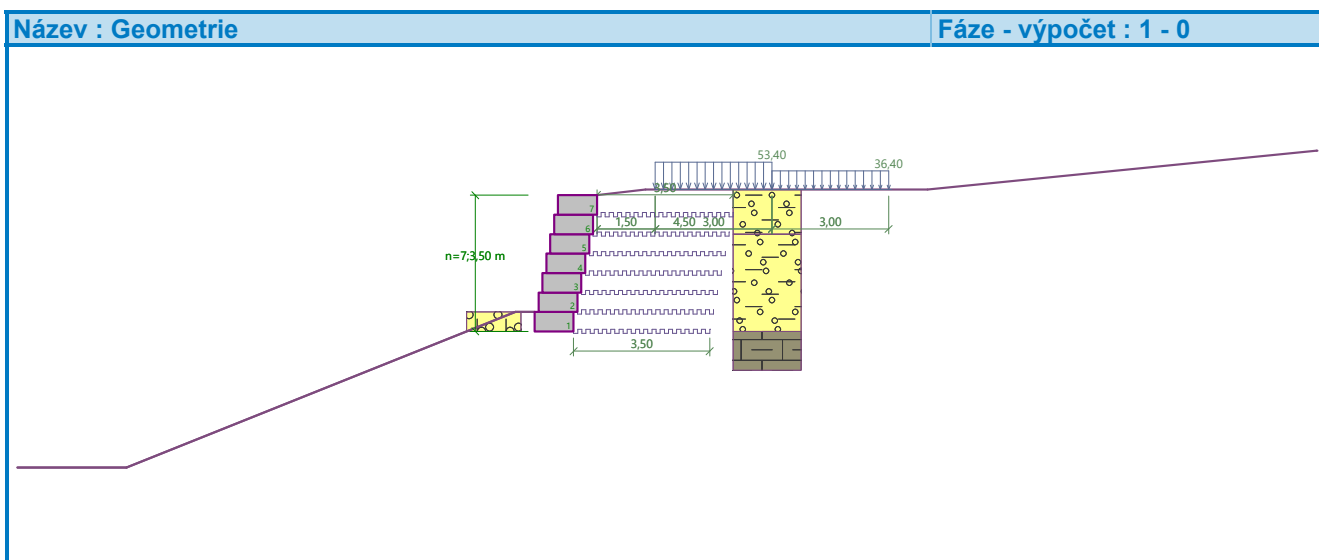
Součinitele redukce odporu (R)

Trvalá návrhová situace

Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]
--	-----------------	----------

Geometrie konstrukce

Počet bloků $n = 7$
 Výška bloku $h = 0,50$ m
 Šířka bloku $b = 1,00$ m
 Odskok bloku $o_1 = 0,10$ m



Materiál

Materiál bloku

Objemová tíha bloku $\gamma = 18,00$ kN/m³
 Koheze $c = 40,00$ kPa
 Tření $f = 1,000$
 Smyková únosnost spoje $R_s = 40,00$ kN/m

Typy výztuh

Číslo	Název	Typ výztuhy	Typ čáry	Pevnost výztuhy		Koeficient	
				T_{ult} [kN/m]	R_t [kN/m]	C_{ds} [-]	C_i [-]
1	Ocel síť ALGON (uživ.)	uživatelská	~~~~~	40,00	37,50	0,80	0,80

Podrobnosti výztuh

1. Ocel síť ALGON (uživ.)

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 40,00$ kN/m
 Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 37,50$ kN/m



Pouze pro nekomerční využití



Vyztužení

Celkový počet zadaných výztuh : 7.

Parametry zemín

S5 SC

Objemová tíha :	γ =	18,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	29,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	5,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	18,50 kN/m ³

R6/ G5 GC

Objemová tíha :	γ =	1,50 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	37,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	4,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	1,50 kN/m ³

R5

Objemová tíha :	γ =	20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	23,50 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	37,50 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	20,00 kN/m ³

R4

Objemová tíha :	γ =	21,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	23,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	35,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	21,00 kN/m ³

G5 GC

Objemová tíha :	γ =	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	35,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	2,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	19,50 kN/m ³

G3 G-F

Objemová tíha :	γ =	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef} =	35,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef} =	2,00 kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ =	0,00 °
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat} =	19,00 kN/m ³

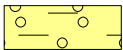

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,00	0,00 .. 1,00	G5 GC	



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
2	2,50	1,00 .. 3,50	G5 GC	
3	-	3,50 .. ∞	R4	

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		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	53,40		1,50	3,00	na terénu
2	Ano		proměnné	36,40		4,50	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Q1
2	Q2

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: není uvažován

Zemina na líci konstrukce - G3 G-F

Výška zeminy před zdí

$h = 0,50 \text{ m}$

Tvar terénu na líci konstrukce

Číslo	Souřadnice x[m]	Hloubka z[m]
1	0,00	0,00
2	0,00	-0,50
3	-0,50	-0,50
4	-10,50	3,50
5	-11,50	3,50

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.

Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 696,98 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{ovr} = 139,87 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 227,31 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{act} = 79,01 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Posouzení pracovní spáry nad nejvíce využitým blokem čís.: 1

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 222,23$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 67,89$ kNm/m

Spára na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 284,77$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 67,95$ kN/m

Spára na posunutí VYHOVUJE

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	-402,68	611,82	79,01	0,000	135,96
2	-66,44	341,98	79,01	0,000	76,00

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-279,84	439,21	54,14
2	-82,26	332,41	54,14

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

Únosnost základové půdy $R = 350,00$ kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 135,96$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 250,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Posouzení posunutí po výztuze čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení geovýztuhy s největším využitím)

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-1,75	63,00	-0,20	1,000



Pouze pro nekomerční využití



Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Aktivní tlak	13,28	-1,14	5,91	3,72	1,350
Q1	14,69	-2,98	6,71	4,08	1,500
Q2	22,28	-1,65	10,56	3,80	1,500
Tíh.- vyztužená zemina	0,00	-1,81	243,81	2,09	1,000
Q1	0,00	-3,65	112,64	3,15	0,000
Výztuha	-0,19	-0,50	0,00	3,60	1,000
Výztuha	-0,32	-1,00	0,00	3,69	1,000
Výztuha	-0,39	-1,50	0,00	3,79	1,000
Výztuha	-0,39	-2,00	0,00	3,89	1,000
Výztuha	-0,34	-2,50	0,00	3,99	1,000
Výztuha	-0,23	-3,00	0,00	4,08	1,000

Posouzení na posunutí po geovýtuzi s největším využitím (Výzt. čís.: 1)

Sklon smykové plochy	=	79,00 °
Celková normálová síla působící na výztuhu	=	277,68 kN/m
Součinitel redukce posunutí po geovýtuzi	=	0,80
Odpor na geovýtuzi	=	155,55 kN/m
Odpor zdi	=	61,74 kN/m
Celková únosnost výztuh	=	1,86 kN/m

Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující H_{res}	=	199,23 kN/m
Vodor. síla posunující H_{act}	=	73,38 kN/m

Posunutí po geovýtuzi VYHOVUJE

Výpočet vnitřní stability čís. 1

Spočtené síly a únosnosti geovýtuh

Číslo	Název	F_x [kN/m]	Hloubka z [m]	R_t [kN/m]	Využití [%]	T_p [kN/m]	Využití [%]
1	Ocel síť ALGON (uživ.)	-13,15	3,50	37,50	35,07	271,04	4,85
2	Ocel síť ALGON (uživ.)	-18,51	3,00	37,50	49,36	219,49	8,43
3	Ocel síť ALGON (uživ.)	-14,62	2,50	37,50	38,99	171,86	8,51
4	Ocel síť ALGON (uživ.)	-13,82	2,00	37,50	36,84	129,06	10,70
5	Ocel síť ALGON (uživ.)	-13,01	1,50	37,50	34,69	91,09	14,28
6	Ocel síť ALGON (uživ.)	-5,64	1,00	37,50	15,05	57,94	9,74
7	Ocel síť ALGON (uživ.)	-0,63	0,50	37,50	1,68	29,61	2,12

Posouzení na přetržení (geovýtuha čís.2)

Únosnost na přetržení R_t	=	37,50 kN/m
Síla v geovýtuzi F_x	=	18,51 kN/m

Geovýtuha na přetržení VYHOVUJE

Posouzení na vytržení (geovýtuha čís.5)

Únosnost na vytržení T_p	=	91,09 kN/m
Síla v geovýtuzi F_x	=	13,01 kN/m

Geovýtuha na vytržení VYHOVUJE

Celkové posouzení - geovýtuha VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Výpočet globální stability čís. 1

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-6,17; -5,49)$ m

Poloměr $r = 12,79$ m

Úhel $\alpha_1 = -20,93^\circ$

$\alpha_2 = 65,32^\circ$

Posouzení stability svahu (Bishop)

Využití = 59,19 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 2

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-4,04; -3,87)$ m

Poloměr $r = 10,14$ m

Úhel $\alpha_1 = -23,76^\circ$

$\alpha_2 = 68,48^\circ$

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití = 60,44 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet stability svahu

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 558,12$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 1008,06$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 5843,47$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 9594,87$ kNm/m

Využití : 60,9 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 2

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Sumace aktivních sil : $F_a = 493,73$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 753,20$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 3628,92$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 5032,75$ kNm/m

Využití : 72,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 3

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití : 62,3 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Výpočet 4

Posouzení stability svahu (Janbu)

Využití : 61,7 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 5

Posouzení stability svahu (Morgenstern-Price)

Využití : 61,7 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Příloha č. 5

GEO5 – výpočet standardní – bez redukce pro

SO203 – km 1,500

Výpočet vyztužených svahů

Vstupní data

Projekt

Akce : Návrh a sledování vybraných gabionových stěn s tahovými sítěmi
Část : SO203 - km 1,500
Popis : Gabionové stěny
Vypracoval : bc. Šarlota Dušková
Datum : 27.11.2020

Nastavení

Standardní - bez redukce

Materiály a normy

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

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
Vnitřní stabilita : Standard - rovná smyková plocha
Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce Poissonova čísla :	$\gamma_{mv} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce objemové tíhy za konstrukcí :	$\gamma_{m\gamma} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce objemové tíhy před konstrukcí :	$\gamma_{m\gamma} =$	1,00	[-]

Součinitele redukce únosnosti			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce únosnosti na překlopení :	$\gamma_o =$	1,00	[-]
Součinitel redukce únosnosti na posunutí :	$\gamma_s =$	1,00	[-]
Součinitel redukce únosnosti základové půdy :	$\gamma_b =$	1,00	[-]

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : mezní stavy

Součinitele redukce parametrů zemin			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce úhlu vnitřního tření :	$\gamma_{m\phi} =$	1,00	[-]
Součinitel redukce soudržnosti :	$\gamma_{mc} =$	1,00	[-]
Součinitel celkové stability konstrukce :	$\gamma_s =$	1,00	[-]

Geometrie konstrukce

Počet bloků $n = 7$
Výška bloku $h = 0,50$ m



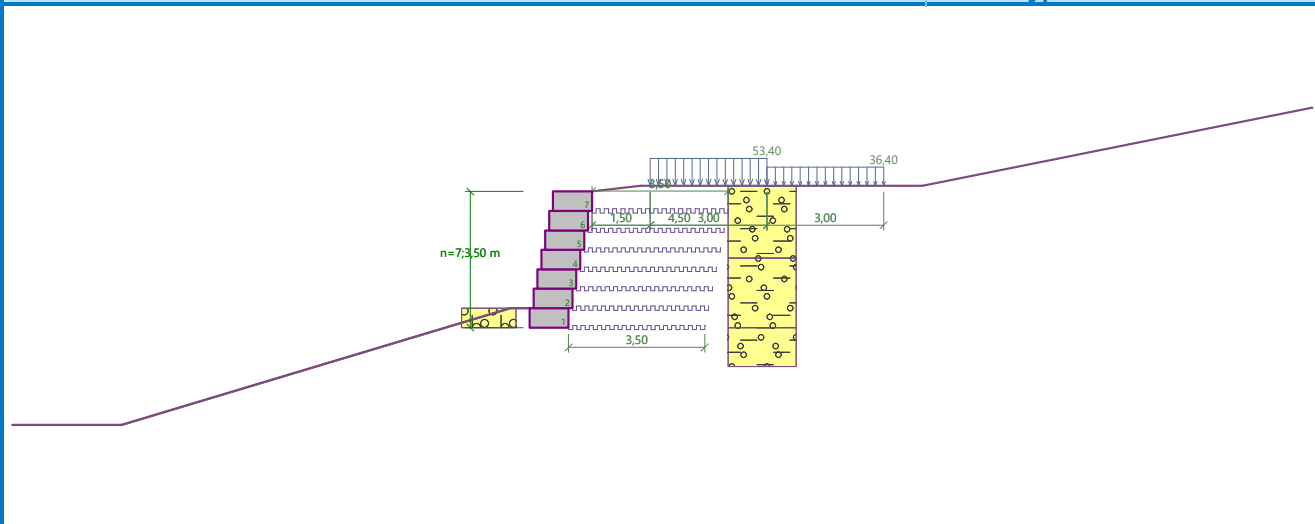
Pouze pro nekomerční využití



Šířka bloku $b = 1,00$ m
Odskok bloku $o_1 = 0,10$ m

Název : Geometrie

Fáze - výpočet : 1 - 0



Materiál

Materiál bloku

Objemová tíha bloku $\gamma = 18,00$ kN/m³
Koheze $c = 40,00$ kPa
Tření $f = 1,000$
Smyková únosnost spoje $R_s = 40,00$ kN/m

Typy výztuh

Číslo	Název	Typ výztuhy	Typ čáry	Pevnost výztuhy		Koeficient	
				T_{ult} [kN/m]	R_t [kN/m]	C_{ds} [-]	C_i [-]
1	Ocel sítě ALGON (uživ.)	uživatelská	~~~~~	40,00	37,50	0,80	0,80

Podrobnosti výztuh

1. Ocel sítě ALGON (uživ.)

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 40,00$ kN/m
Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 37,50$ kN/m

Vyztužení

Celkový počet zadaných výztuh : 7.

Parametry zemín

G5 GC

Objemová tíha : $\gamma = 19,00$ kN/m³
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00$ °
Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2,00$ kPa
Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00$ °
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,50$ kN/m³

G3 G-F

Objemová tíha : $\gamma = 19,00$ kN/m³
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 35,00$ °



Pouze pro nekomerční využití



Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 2,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,71	0,00 .. 1,71	G5 GC	
2	1,79	1,71 .. 3,50	G5 GC	
3	3,88	3,50 .. 7,38	G5 GC	
4	-	7,38 .. ∞	G5 GC	

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		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	53,40		1,50	3,00	na terénu
2	Ano		proměnné	36,40		4,50	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Q1
2	Q2

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: není uvažován
 Zemina na líci konstrukce - G3 G-F
 Výška zeminy před zdí

$$h = 0,50 \text{ m}$$

Tvar terénu na líci konstrukce

Číslo	Souřadnice x[m]	Hloubka z[m]
1	0,00	0,00
2	0,00	-0,50
3	-0,50	-0,50
4	-10,50	2,50
5	-11,50	2,50

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.
 Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení



Pouze pro nekomerční využití



Moment vzdorující $M_{res} = 1366,57$ kNm/m
Moment klopící $M_{ovr} = 98,50$ kNm/m

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 316,55$ kN/m
Vodor. síla posunující $H_{act} = 54,18$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Posouzení pracovní spáry nad nejvíce využitým blokem čís.: 1

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{res} = 311,13$ kNm/m
Moment klopící $M_{ovr} = 46,87$ kNm/m

Spára na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 313,25$ kN/m
Vodor. síla posunující $H_{act} = 47,15$ kN/m

Spára na posunutí VYHOVUJE

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	-279,81	439,23	54,18	0,000	97,61

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-279,81	439,23	54,18

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 $\sigma = 97,61$ kPa
Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 200,00$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Posouzení posunutí po výztuze čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci (posouzení geovýztuhy s největším využitím)

Název	F_{hor} [kN/m]	Působíště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působíště x [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-1,75	63,00	-0,20	1,000
Aktivní tlak	21,07	-1,10	14,75	3,50	1,000
Q1	27,90	-2,30	19,68	3,50	1,000
Q2	17,30	-1,31	12,11	3,50	1,000
Tíh.- vyztužená zemina	0,00	-1,74	219,22	1,91	1,000
Q1	0,00	-3,65	74,76	2,80	1,000
Výztuha	-6,71	-0,50	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-11,28	-1,00	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-13,73	-1,50	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-14,05	-2,00	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-12,24	-2,50	0,00	3,50	1,000
Výztuha	-8,30	-3,00	0,00	3,50	1,000

Posouzení na posunutí po geovýztuze s největším využitím (Výzt. čís.: 1)

Sklon smykové plochy	= 90,00 °
Celková normálová síla působící na výztuhu	= 340,52 kN/m
Součinitel redukce posunutí po geovýztuze	= 0,80
Odpor na geovýztuze	= 190,75 kN/m
Odpor zdi	= 46,11 kN/m
Celková únosnost výztuh	= 66,31 kN/m

Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 303,17$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 66,27$ kN/m

Posunutí po geovýztuze VYHOVUJE

Výpočet vnitřní stability čís. 1

Spočtené síly a únosnosti geovýztuh

Číslo	Název	F_x [kN/m]	Hloubka z[m]	R_t [kN/m]	Využití [%]	T_p [kN/m]	Využití [%]
1	Ocel síť ALGON (uživ.)	-9,21	3,50	37,50	24,57	271,04	3,40
2	Ocel síť ALGON (uživ.)	-13,03	3,00	37,50	34,75	219,49	5,94
3	Ocel síť ALGON (uživ.)	-10,23	2,50	37,50	27,28	171,86	5,95
4	Ocel síť ALGON (uživ.)	-9,60	2,00	37,50	25,60	129,06	7,44
5	Ocel síť ALGON (uživ.)	-8,97	1,50	37,50	23,92	91,09	9,85
6	Ocel síť ALGON (uživ.)	-3,96	1,00	37,50	10,57	57,94	6,84
7	Ocel síť ALGON (uživ.)	-0,62	0,50	37,50	1,64	29,61	2,08

Posouzení na přetržení (geovýztuha čís.2)

Únosnost na přetržení $R_t = 37,50$ kN/m

Síla v geovýztuze $F_x = 13,03$ kN/m

Geovýztuha na přetržení VYHOVUJE

Posouzení na vytržení (geovýztuha čís.5)

Únosnost na vytržení $T_p = 91,09$ kN/m

Síla v geovýztuze $F_x = 8,97$ kN/m



Pouze pro nekomerční využití



Geovýtzuha na vytržení VYHOVUJE

Celkové posouzení - geovýtzuha VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 1

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-3,63; -5,17)$ m

Poloměr $r = 10,86$ m

Úhel $\alpha_1 = -23,75^\circ$

$\alpha_2 = 62,47^\circ$

Posouzení stability svahu (Bishop)

Využití = 56,10 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 2

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-3,69; -5,37)$ m

Poloměr $r = 11,06$ m

Úhel $\alpha_1 = -23,29^\circ$

$\alpha_2 = 61,84^\circ$

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití = 56,04 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet stability svahu

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 373,95$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 666,52$ kN/m

Moment sesouvajících : $M_a = 4109,67$ kNm/m

Moment vzdorujících : $M_p = 7325,08$ kNm/m

Využití : 56,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 2

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Sumace aktivních sil : $F_a = 338,11$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 509,99$ kN/m

Moment sesouvajících : $M_a = 2525,71$ kNm/m

Moment vzdorujících : $M_p = 3809,63$ kNm/m

Využití : 66,3 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Výpočet 3

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití : 56,1 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 4

Posouzení stability svahu (Janbu)

Využití : 55,9 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 5

Posouzení stability svahu (Morgenstern-Price)

Využití : 55,9 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití



Příloha č. 6

GEO5 – návrhový přístup DA2 pro SO203 –
km 1,500

Výpočet vyztužených svahů

Vstupní data

Projekt

Akce : Návrh a sledování vybraných gabionových stěn s tahovými sítěmi
Část : SO203 - km 1,500
Popis : Gabionové stěny
Vypracoval : bc. Šarlota Dušková
Datum : 27.11.2020

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

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

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
Vnitřní stabilita : Standard - rovná smyková plocha
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

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

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	$\gamma_{Rv} =$	1,40 [-]	
Součinitel redukce odporu na posunutí :	$\gamma_{Rh} =$	1,10 [-]	
Součinitel redukce odporu základové půdy :	$\gamma_{Re} =$	1,40 [-]	

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 [-]	

Stabilitní výpočty

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu



Pouze pro nekomerční využití



Součinitele redukce zatížení (F)

Trvalá návrhová situace

		Nepříznivé	Příznivé
Stálé zatížení :	$\gamma_G =$	1,35 [-]	1,00 [-]
Proměnné zatížení :	$\gamma_Q =$	1,50 [-]	0,00 [-]
Zatížení vodou :	$\gamma_w =$	1,35 [-]	

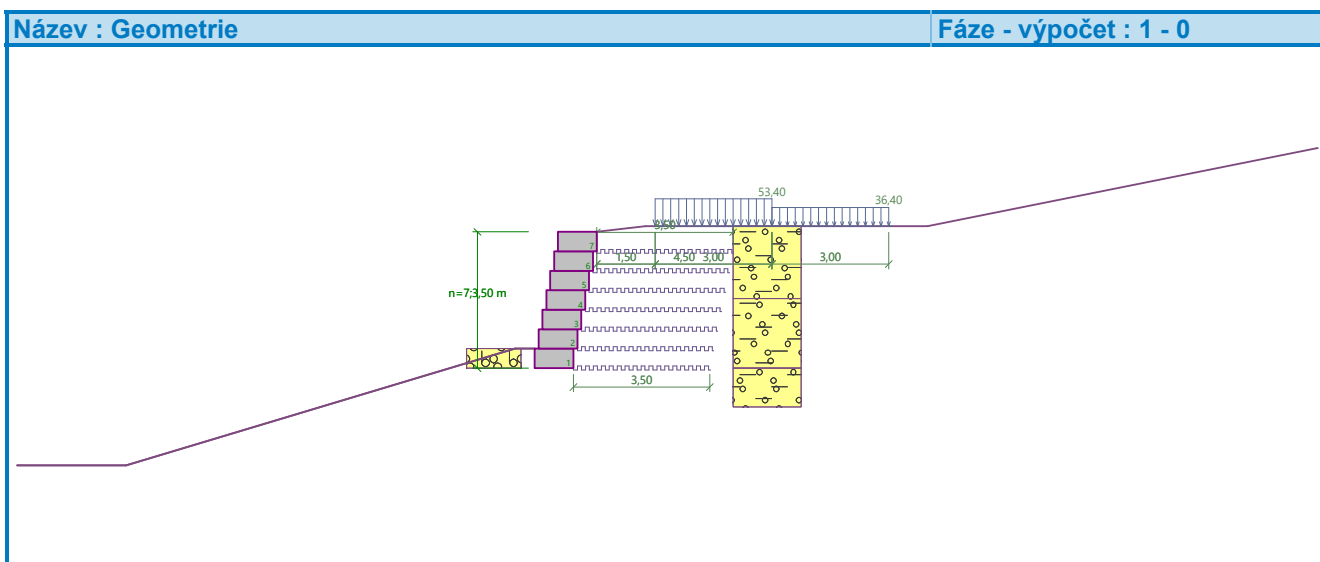
Součinitele redukce odporu (R)

Trvalá návrhová situace

Součinitel redukce odporu na smyk. ploše :	$\gamma_{Rs} =$	1,10 [-]
--	-----------------	----------

Geometrie konstrukce

Počet bloků $n = 7$
 Výška bloku $h = 0,50$ m
 Šířka bloku $b = 1,00$ m
 Odskok bloku $o_1 = 0,10$ m



Materiál

Materiál bloku

Objemová tíha bloku $\gamma = 18,00$ kN/m³
 Koheze $c = 40,00$ kPa
 Tření $f = 1,000$
 Smyková únosnost spoje $R_s = 40,00$ kN/m

Typy výztuh

Číslo	Název	Typ výztuhy	Typ čáry	Pevnost výztuhy		Koeficient	
				T_{ult} [kN/m]	R_t [kN/m]	C_{ds} [-]	C_i [-]
1	Ocel síť ALGON (uživ.)	uživatelská		40,00	37,50	0,80	0,80

Podrobnosti výztuh

1. Ocel síť ALGON (uživ.)

Krátkodobá char. pevnost $T_{ult} = 40,00$ kN/m
 Dlouhodobá návrhová pevnost $R_t = 37,50$ kN/m



Pouze pro nekomerční využití



Vyztužení

Celkový počet zadaných výztuh : 7.

Parametry zemín

G5 GC

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 2,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

G3 G-F

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 2,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0,00^\circ$
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,71	0,00 .. 1,71	G5 GC	
2	1,79	1,71 .. 3,50	G5 GC	
3	3,88	3,50 .. 7,38	G5 GC	
4	-	7,38 .. ∞	G5 GC	

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		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	53,40		1,50	3,00	na terénu
2	Ano		proměnné	36,40		4,50	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	Q1
2	Q2

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: není uvažován

Zemina na líci konstrukce - G3 G-F

Výška zeminy před zdí $h = 0,50 \text{ m}$



Pouze pro nekomerční využití



Tvar terénu na líci konstrukce

Číslo	Souřadnice x[m]	Hloubka z[m]
1	0,00	0,00
2	0,00	-0,50
3	-0,50	-0,50
4	-10,50	2,50
5	-11,50	2,50

Počátek [0,0] je umístěn do levého spodního okraje konstrukce.
Kladná souřadnice +z směřuje dolů.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá

Posouzení čís. 1

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 697,10$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 140,02$ kNm/m

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 227,33$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 79,08$ kN/m

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Dimenzace čís. 1

Posouzení pracovní spáry nad nejvíce využitým blokem čís.: 1

Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{res} = 222,23$ kNm/m

Moment klopící $M_{ovr} = 67,89$ kNm/m

Spára na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 284,77$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 67,95$ kN/m

Spára na posunutí VYHOVUJE

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	-402,63	611,86	79,08	0,000	135,97
2	-66,39	342,02	79,08	0,000	76,00

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)



Pouze pro nekomerční využití



Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	-279,81	439,23	54,18
2	-82,23	332,43	54,18

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

Únosnost základové půdy $R = 200,00$ kPa

Součinitel redukce odporu základové půdy $\gamma_{Rv} = 1,40$

Max. napětí v základové spáře $\sigma = 135,97$ kPa

Návrhová únosnost základové půdy $R_d = 142,86$ kPa

Únosnost základové půdy VYHOVUJE

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE

Posouzení posunutí po výztuze čís. 1

Posouzení na posunutí po geovýztuze s největším využitím (Výzt. čís.: 1)

Sklon smykové plochy = 79,00 °

Celková normálová síla působící na výztuhu = 279,53 kN/m

Součinitel redukce posunutí po geovýztuze = 0,80

Odpor na geovýztuze = 156,58 kN/m

Odpor zdi = 46,11 kN/m

Celková únosnost výztuh = 1,86 kN/m

Posouzení na posunutí:

Vodor. síla vzdorující $H_{res} = 185,96$ kN/m

Vodor. síla posunující $H_{act} = 77,44$ kN/m

Posunutí po geovýztuze VYHOVUJE

Výpočet vnitřní stability čís. 1

Spočtené síly a únosnosti geovýztuh

Číslo	Název	F_x [kN/m]	Hloubka z[m]	R_t [kN/m]	Využití [%]	T_p [kN/m]	Využití [%]
1	Ocel síť ALGON (uživ.)	-13,15	3,50	37,50	35,07	271,04	4,85
2	Ocel síť ALGON (uživ.)	-18,51	3,00	37,50	49,36	219,49	8,43
3	Ocel síť ALGON (uživ.)	-14,62	2,50	37,50	38,99	171,86	8,51
4	Ocel síť ALGON (uživ.)	-13,82	2,00	37,50	36,84	129,06	10,70
5	Ocel síť ALGON (uživ.)	-13,01	1,50	37,50	34,69	91,09	14,28
6	Ocel síť ALGON (uživ.)	-5,64	1,00	37,50	15,05	57,94	9,74
7	Ocel síť ALGON (uživ.)	-0,63	0,50	37,50	1,68	29,61	2,12

Posouzení na přetržení (geovýztuha čís.2)

Únosnost na přetržení $R_t = 37,50$ kN/m

Síla v geovýztuze $F_x = 18,51$ kN/m



Pouze pro nekomerční využití



Geovýtuha na přetržení VYHOVUJE

Posouzení na vytržení (geovýtuha čís.5)

Únosnost na vytržení $T_p = 91,09$ kN/m

Síla v geovýtuzi $F_x = 13,01$ kN/m

Geovýtuha na vytržení VYHOVUJE

Celkové posouzení - geovýtuha VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 1

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-3,36; -4,29)$ m

Poloměr $r = 10,00$ m

Úhel $\alpha_1 = -26,04$ °

$\alpha_2 = 65,54$ °

Posouzení stability svahu (Bishop)

Využití = 69,45 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet globální stability čís. 2

Parametry smykové plochy

(smyková plocha po optimalizaci)

Střed $S = (-3,36; -4,29)$ m

Poloměr $r = 10,00$ m

Úhel $\alpha_1 = -26,04$ °

$\alpha_2 = 65,54$ °

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití = 69,23 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet stability svahu

Výsledky (Fáze budování 1)

Výpočet 1

Posouzení stability svahu (Bishop)

Sumace aktivních sil : $F_a = 472,03$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 747,47$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 4654,18$ kNm/m

Moment vzdorující : $M_p = 6700,09$ kNm/m

Využití : 69,5 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 2

Posouzení stability svahu (Fellenius / Petterson)

Sumace aktivních sil : $F_a = 429,26$ kN/m

Sumace pasivních sil : $F_p = 550,45$ kN/m

Moment sesouvající : $M_a = 2944,73$ kNm/m



Pouze pro nekomerční využití



Moment vzdorující : $M_p = 3432,81 \text{ kNm/m}$
Využití : 85,8 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 3

Posouzení stability svahu (Spencer)

Využití : 69,2 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 4

Posouzení stability svahu (Janbu)

Využití : 69,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE

Výpočet 5

Posouzení stability svahu (Morgenstern-Price)

Využití : 69,0 %

Stabilita svahu VYHOVUJE



Pouze pro nekomerční využití

