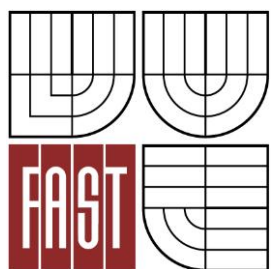




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ŘEŠENÍ STABILITY SVAHU V NÁROČNÝCH GEOTECHNICKÝCH PODMÍNKÁCH

THE ANALYSIS OF SLOPE STABILITY IN DIFFICULT GEOTECHNICAL CONDITIONS

DIPLOMOVÁ PRÁCE
MASTER'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Bc. ALICE WETTEROVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. VĚRA GLISNÍKOVÁ, CSc.

BRNO 2012



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Diplomant	Bc. Alice Wetterová
Název	Řešení stability svahu v náročných geotechnických podmínkách
Vedoucí diplomové práce	Ing. Věra Glisníková, CSc.
Datum zadání diplomové práce	31. 3. 2011
Datum odevzdání diplomové práce	13. 1. 2012
V Brně dne 31. 3. 2011	

.....
Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Podklady budou předány vedoucí diplomové práce samostatně.

Záruba, Q., Mencl, V.: Sesuvy a zabezpečování svahů, Academia Praha, 1987

Masopust, J.: Speciální zakládání staveb, 2. díl, AN CERM, Brno, 2006

Turček, P. a kol.: Zakládání staveb, JAGA, Bratislava, 2005

Budhu, M.: Foundations and earth retaining structures, J. Willey and sons, USA, 2007

Pašek, J. a kol.: Inženýrská geologie, 2. díl, Praha, 1995

Zásady pro vypracování

Úkolem diplomové práce je řešení stability svahu ve složitých podmínkách karpatského flyše na Slovensku. Součástí diplomové práce je návrh pažící konstrukce, která zajišťuje výškově odstupňovaný svah. Ve svahu je umístěno těleso dálnice, které spolu s přeložkou městské komunikace tvoří tříetážový komunikační systém. Do výpočtu je nutné zahrnout i seismické účinky dle Eurokódu 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

1. Zadáání diplomové práce.
2. Úvodní část, seznámení s problematikou DP.
3. Geotechnické poměry lokality, IG profil použitý pro statické výpočty, vstupní geotechnické parametry.
4. Statický výpočet stability svahu a návrh případných sanačních opatření.
5. Výkresová dokumentace.
6. Technická zpráva.

.....
Ing. Věra Glisníková, CSc.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Cílem diplomové práce je navrhnout prvky stabilizace svahu v souladu s tělesem plánované dálnice D3 na Slovensku v úseku Čadca, Bukov – Svrčinovec a přeložky místní komunikace. Předmětný úsek se nachází ve svazích města Čadca.

V diplomové práci je provedena analýza území s navrženými stabilizačními prvky v programu GEO 5 MKP, jejich posouzení včetně určení celkové stability území dle stupně bezpečnosti.

Klíčová slova

Geotechnika, stabilita svahu, sesuv, seismicita, pilotová stěna, metoda konečných prvků (MKP)

Abstract

Aim of the diploma thesis is design elements of slope stabilization in accordance with the planned highway D3 in Slovakia section of Cadca, Bukov - Svrčinovec and relocation of a local road. Objective subject is situated on the slopes of Cadca.

In diploma thesis is an analysis of the area with the proposed stabilizing elements in the 5 GEO FEM, their assessment, including determining the overall stability of the territory according to the degree of safety.

Keywords

Geotechnical engineering, slope stability, landslide, seismic, pile wall, the finite element method (FEM)

Bibliografická citace VŠKP

WETTEROVÁ, Alice. *Řešení stability svahu v náročných geotechnických podmínkách*. Brno, 2011. 113 s., 30 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Věra Glisníková, CSc.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracovala samostatně, a že jsem uvedla všechny použité, informační zdroje.

V Brně dne 13.1.2012


.....
podpis autora

Poděkování:

Je mou radostí poděkovat lidem, kteří mi byli pomocí a oporou při psaní této práce. Chtěla bych poděkovat paní Ing. Věře Glisníkové, CSc. za příkladné vedení a odbornou pomoc. Dále děkuji společnosti Amberg Engineering Brno a.s. za ochotné poskytnutí materiálů, jejich pracovníkům panu Ing. Jaroslavu Lacinovi, Ing. Lumíru Klišovi a Ing. Ondřeji Jágrovi za cenné rady při psaní mé diplomové práce. Děkuji také Doc. Ing. Antonínu Pasekovi, CSc. a Mgr. Alexandře Erbenové, Ph.D. za pomoc při popisu geologických poměrů lokality. V neposlední řadě děkuji také své rodině a nejbližším, kteří mě po celou dobu studia podporovali.

OBSAH

1.	ÚVOD	12
2.	POPIS LOKALITY	13
2.1	GEOMORFOLOGICKÉ, GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	15
2.1.1	Geomorfologické poměry	15
2.1.2	Geologické poměry	15
2.1.3	Hydrogeologické poměry	17
2.2	GEOTECHNICKÉ POMĚRY	18
2.2.1	Provedené průzkumy	18
2.2.2	Inženýrsko – geologické poměry	18
2.2.3	Hydrogeologické poměry	20
2.2.4	Seismicita dané oblasti	20
3.	GEODYNAMICKÉ JEVY	21
3.1	ZÁKLADNÍ ROZDĚLENÍ GEODYNAMICKÝCH JEVŮ	21
3.2	SESUVY	22
3.3	FAKTORY ZPŮSOBUJÍCÍ SVAHOVÉ SESUVY	23
3.4	KLASIFIKACE SESUVŮ	25
3.4.1	Podle stupně stabilizace	25
3.4.2	Podle stáří	25
3.4.3	Podle průběhu smykové plochy	26
3.4.4	Podle mechanismu pohybu a jeho rychlosti	26
3.4.5	Dle druhu sesouvajících se hmot	29
3.5	EROZE	30
3.5.1	Vodní eroze	31
3.5.2	Ledovcová eroze	32
3.5.3	Sněhová eroze	32
3.5.4	Větrná eroze	32
3.5.5	Antropogenní eroze	33
3.6	ZEMĚTŘESENÍ	33
3.6.1	Vznik zemětřesení	33
3.6.2	Základní pojmy	33

3.6.3	Základní rozdělení zemětřesení	34
3.6.4	Rozdělení dle způsobu šíření objemových seismických vln	35
3.6.5	rozdělení podle typu povrchového vlnění	36
3.6.6	Intenzita a velikost zemětřesení	37
3.6.7	Geologická podstata zemětřesení	39
3.6.8	Zemětřesení jako hazard	40
4.	ZAKLÁDÁNÍ V SEISMICKÝCH A SESUVNÝCH OBLASTECH	42
4.1	ZAKLÁDÁNÍ V SEISMICKÝCH OBLASTECH	42
4.1.1	Intenzita zemětřesení	42
4.1.2	Vliv zemětřesení na vlastnosti zemin	44
4.1.3	Seismické zatížení staveb	45
4.1.4	Vhodné postupy zakládání	46
4.2	ZAKLÁDÁNÍ V SESUVNÝCH OBLASTECH	46
4.2.1	Lokalizace kluzných ploch	46
4.2.2	Vhodné postupy zakládání	47
5.	METODY ZAJIŠTĚNÍ STABILITY SVAHU	49
5.1	ODVODNĚNÍ SVAHU	49
5.1.1	Povrchové odvodnění svahu	50
5.1.2	Hlubkové odvodnění svahu	50
5.2	PROTIEROZNÍ OCHRANA SVAHU	52
5.2.1	Návrhová, geometrická opatření	53
5.2.2	Povrchová opatření	53
5.3	ZPEVŇOVÁNÍ ZEMIN	55
5.3.1	Elektroosmotické odvodnění	55
5.3.2	Termické zpevnění zemin	55
5.3.3	Injektáž cementovou maltou	55
5.3.4	Zmrazování	55
5.4	ÚPRAVA TVARU SVAHU	56
5.5	TECHNICKÁ STABILIZAČNÍ OPATŘENÍ	56
5.5.1	Zárubní a opěrné zdi	57
5.5.2	Stěny z velkopřůměrových pilot	58
5.5.3	Štětové stěny	60
5.5.4	Mikropiloty	60

5.5.5	Zemní kotvy	60
5.5.6	Zemní hřebíky	63
5.5.7	Zvláštní opatření	63
5.6	VLASTNÍ NÁVRH STABILIZAČNÍCH OPATŘENÍ	63
6.	METODY VÝPOČTU STABILITY SVAHU	67
6.1	METODA MEZNÍ ROVNOVÁHY	68
6.1.1	Stabilita svahu v nesoudržné zemině – bez HPV	68
6.1.2	Stabilita svahu pro soudržné zeminy	69
6.1.3	Stanovení nebezpečné (kritické) smykové plochy	70
6.1.4	Krátkodobá a dlouhodobá stabilita	72
6.2	METODA KONEČNÝCH PRVKŮ	72
7.	TEORETICKÉ PŘEDPOKLADY VÝPOČTU	73
7.1	METODA KONEČNÝCH PRVKŮ	73
7.1.1	Fáze řešení mkp	74
7.2	GEO 5 MKP – TEORETICKÉ PŘEDPOKLADY VÝPOČTU	74
7.2.1	Napětí v zemině	74
7.2.2	Stabilita svahu	75
7.2.3	Materiálový model Mohr-Coulomb modifikovaný	76
7.3	ZAVEDENÍ SEISMICKÝCH ÚČINKŮ DO VÝPOČTU	76
8.	MATEMATICKÝ MODEL LOKALITY – GEO 5 MKP	79
8.1	SOUŘADNÝ SYSTÉM	79
8.2	TOPOLOGIE	79
8.3	FÁZE VÝSTAVBY	81
8.3.1	1. fáze (původní stav)	81
8.3.2	2. fáze (fáze výstavby 2 – 13)	82
8.3.3	3. fáze (fáze výstavby 14 – 15)	83
8.3.4	4. fáze (fáze výstavby 16)	84
8.3.5	5. fáze (fáze výstavby 17)	84
8.3.6	6. fáze (fáze výstavby 18)	84
8.3.7	7. fáze (fáze výstavby 19)	84
8.3.8	8. fáze (fáze výstavby 20)	84

8.3.9	9. fáze (fáze výstavby 21)	85
8.3.10	10. fáze (fáze výstavby 22 až 25)	85
8.3.11	11. fáze (fáze výstavby 26 a 27)	86
8.3.12	12. fáze (fáze výstavby 28)	86
8.3.13	13. fáze (fáze výstavby 29 až 33)	86
8.3.14	14. fáze (fáze výstavby 34 a 35)	87
8.3.15	15. fáze (fáze výstavby 36)	87
8.3.16	16. fáze (fáze výstavby 37 až 39)	87
8.3.17	17. fáze (fáze 40 a 41)	88
8.3.18	18. fáze (fáze výstavby 42 až 44)	88
8.3.19	19. Fáze (fáze výstavby 45 až 47)	88
8.3.20	20. Fáze	89
8.3.21	21. Fáze	89
8.3.22	22. fáze	90
8.3.23	23. fáze	90
9.	STATICKÝ VÝPOČET – POSOUZENÍ PRVKŮ	95
9.1	POSOUZENÍ PILOT	95
9.1.1	Metoda mezních přetvoření	95
9.1.2	Pilota konstrukce č. 1	96
9.1.3	Pilota konstrukce č. 2	98
9.1.4	Pilota konstrukce č. 3 a č. 4	98
9.2	POSOUZENÍ ÚHLOVÉ ZDI	99
9.2.1	Posouzení	100
10.	KONTROLNÍ SLEDOVÁNÍ SVAHŮ	101
10.1	METODY KONTROLNÍHO SLEDOVÁNÍ SESUVU	101
10.1.1	Na povrchu sesuvu	101
10.1.2	Uvnitř horninového masivu	103
10.1.3	Sledování výtoku z odvodňovacích prvků a tlaku na opěrné konstrukce	105
11.	ZÁVĚR	107

1. ÚVOD

Zakládání v sesuvných oblastech je obecně složitý geotechnický úkol. Při návrhu konstrukcí v těchto podmínkách je nutné brát na zřetel nejen spolehlivost konstrukce jako takové, ale i komplexní řešení stability svahu.

Velmi často se v sesuvných oblastech vyskytují další vlivy, které nám řešení daného úkolu znesnadňují, mezi které mohou patřit seismické účinky, složité hydrogeologické poměry a další.

Cílem diplomové práce je navrhnout prvky stabilizace svahu v souladu s tělesem plánované slovenské dálnice D3 úseku Čadca, Bukov – Svrčinovec a přeložky místní komunikace.

Finální variantu řešení svahu se všemi aspekty (jednotlivé konstrukce stavby, přetížení od stavby, přetížení od seismických účinků a jiné) je nutné posoudit z hlediska stupně bezpečnosti (stability).

Předmětný úsek se nachází ve svazích porušených svahovými deformacemi obce Čadca v oblasti se seismickou aktivitou.

Při volbě vhodných stabilizačních opatření je z hlediska posuzování, budování a životnosti navrhovaného díla nutné přihlížet k následujícím aspektům a požadavkům:

- geotechnické poměry
- přetížení vyvolané provozem na budoucích komunikacích a seismickými účinky
- možnosti přístupu pro stavební stroje a mechanismy
- reliéf terénu, sklon svahu
- charakter konstrukce (dočasná, trvalá)
- odvod podzemní vody ze svahu
- likvidace dočasné pažící konstrukce, nebo jejich prvků
- tuhost pažící konstrukce s ohledem na její přípustné deformace
- důležitosti stavby jako takové
- požadavky ekonomické

Z výše uvedených podmínek a požadavků je patrna náročnost, s jakou je nutno k návrhu konstrukce přistupovat.

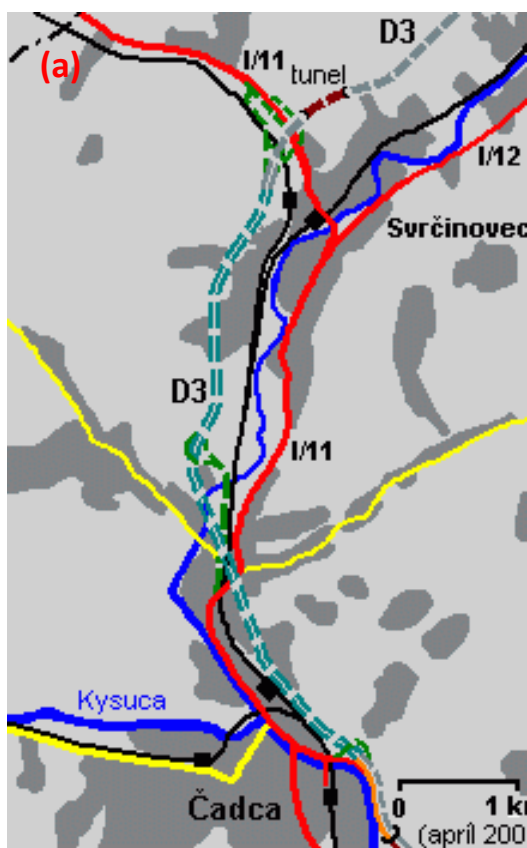
Významným parametrem při rozhodování o způsobu zajištění stability svahu je nejen dokonalá znalost místních podmínek a technologických možností výstavby, ale i dokonalá představa o chování jednotlivých typů technických stabilizačních opatření.

Z tohoto důvodu budou zvolené typy navrženy a bude provedeno jejich posouzení dle příslušných normových předpisů s přihlédnutím ke všem aspektům při výstavbě a poměrům v dané lokalitě.

2. POPIS LOKALITY [2.1], [5.1]

Úloha stability svahu je řešena v rámci projektové fáze plánované výstavby slovenské dálnice D3, tzv. Kysucká dálnice a to v úseku Čadca, Bukov – Svrčinovec viz obr. 2.1. Tento úsek dálnice je navržen v kategorii D 24.5, měří 5,857 km a počátek úseku je ve staničení 37,070 km.

Slovenská dálnice D3 bude po dokončení součástí VI. Panevropského koridoru vedoucí z Gdaňsku přes Katovice a Žilinu. Dálnice je taktéž součástí mezinárodní silnice s označením E75 vedoucí přes Gdaňsk, Lodž, Žilinu, Bratislavu, Budapešť, Bělehrad a Atény.



Obr. 2.1 - snímky a; b [3.1]

- pohled na celkový projektovaný úsek dálnice D3 Čadca, Bukov – Svrčinovec*
- detail úseku v obci Čadca s vyznačením začátku úseku a úseku v místě řešení stability svahu*

Legenda bodů vyznačených ve snímku b)

- začátek projektovaného úseku dálnice ve staničení 37,070 km*
- řešené území ve staničení 38,075 km*

V rámci své diplomové práce se věnuji stabilitě svahu, ve kterém se bude nacházet plánované těleso dálnice a to ve staničení 38,075 km. Zmíněný kilometr dálnice se zařezává do aktivních i dočasně uklidněných sesuvů v obci Čadca. Poloha řešeného úseku je znázorněna na obr. 2.1 (b).

Ve schématu 2.1 (a) je znázorněn příčný profil svahu v řešeném úseku v návaznosti na současný stav (tzn. stav před výstavbou dálničního úseku). Svah je v současnosti postižen několika sesuvy. Opěrná zeď v patě svahu je porušena a místy posunuta směrem k železniční trati, která vede pod tímto svahem a zároveň se nachází v blízkosti železniční stanice Čadca – hlavní stanice.

Přibližně v polovině svahu se nachází místní komunikace (Slovenská cesta), která bude v rámci plánované výstavby dálničního úseku přeložena.

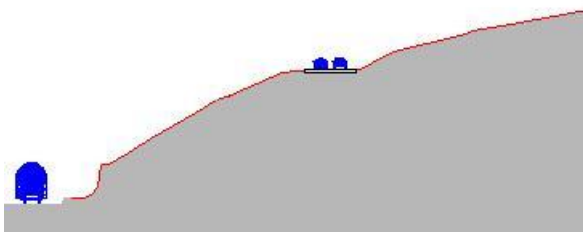


Schéma 2.1 (a) [5.1]

Detail svahové oblasti v původním tvaru s vyznačenou polohou železniční trati a místní komunikace

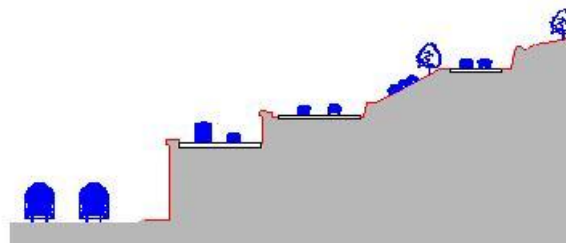


Schéma 2.1 (b) [5.1]

Detail svahové oblasti s navrhovanými stavebními úpravami v rámci výstavby Kysucké dálnice D3; úseku Čadca, Bukov – Svrčinovec s přeložením místní komunikace a posunutím koleje do místa původní opěrné zdi

Na obr. 2.2 jsou prezentovány fotografie se zájmovým územím s budoucí výstavbou předmětného úseku dálnice D3.



Obr 2.2 - snímky a; b; c [5.1]

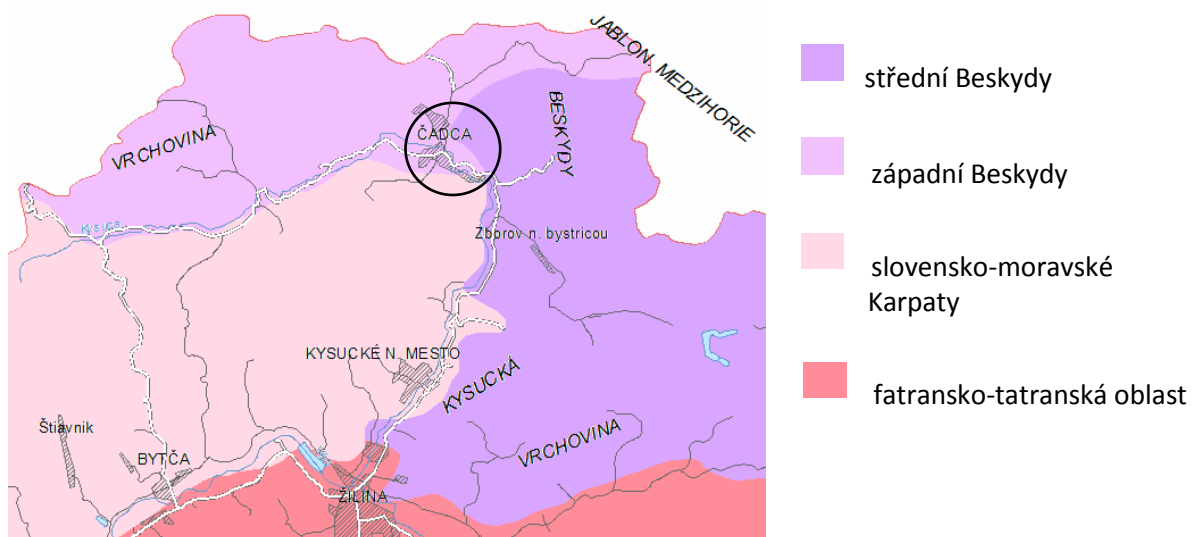
- pohled na sesuv a okolí zájmové oblasti s plánovanou výstavbou dálnice D3 (a; c)
- poškozená kamenná zeď v patě svahu (b)

2.1 GEOMORFOLOGICKÉ, GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

2.1.1 GEOMORFOLOGICKÉ POMĚRY

Zájmové území v trase dálnice D3 v úseku Čadca, Bukov – Svrčinovec podle geomorfologického členění spadá do oblasti západní Beskydy, celku Turzovská vrchovina. Dle obr. 2.3 leží město Čadca na pomezí tří geomorfologických oblastí a to:

- střední Beskydy; západní Beskydy a slovensko-moravské Karpaty



Obr. 2.3

Geomorfologické členění v dané lokalitě (zdroj: Štátny geologický ústav Dionýza Štúra) [2.2]

Z geomorfologického hlediska se jedná o oblast flyšového pásma se složitou soustavou pahorkatin, vrchovin a hornatin, jejichž uspořádání je výsledkem miocenních tektonických pohybů a následného erozního vývoje. Četné sesuvy a hluboké erozní zářezy náleží k nejmladším tvarům reliéfu.

2.1.2 GEOLOGICKÉ POMĚRY

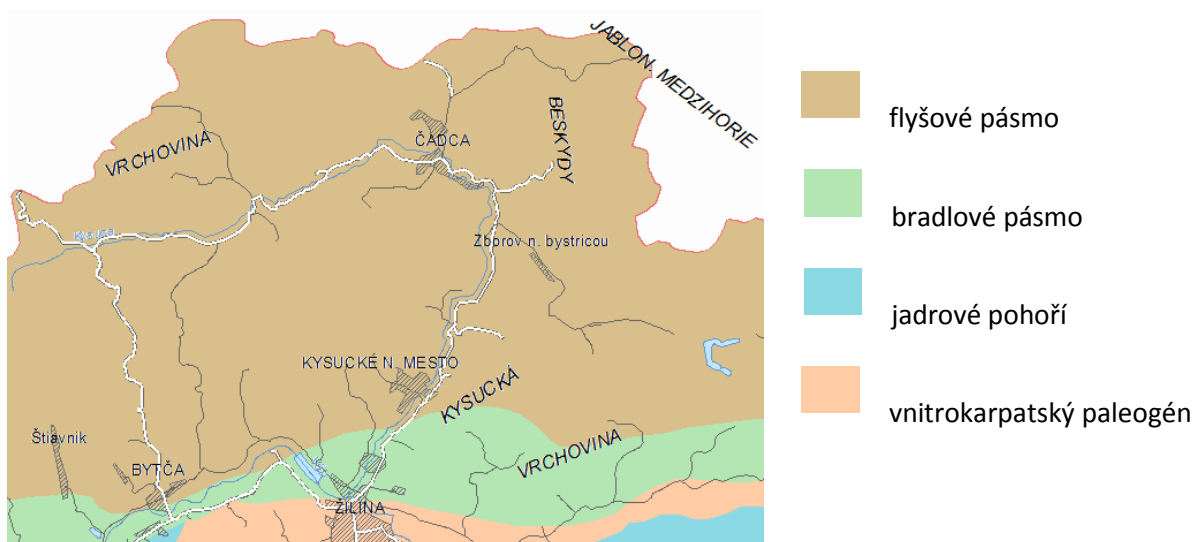
2.1.2.1 Předkvartérní podklad

Podle stratigrafické příslušnosti je zájmové území součástí paleogénu flyšového pásma a je budováno horninami Račanské jednotky Magurského flyše viz obr. 2.4. Výše uvedené horniny budují geologické podloží lokality a vystupují na povrch ve výchozech různého rozsahu.

Plošně nejrozšířenější jsou výchozy zlínských vrstev, tvořené flyšovým střídáním jílovců a slínovců s pískovci. Jílovce v polohách 3 cm až 10 m mocných jsou většinou vápnitě šedé až hnědé, mnohdy jemně slídnaté, lasturnatě až břidličnatě odlučné, dosti snadno větrající.

Pískovce v polohách 1cm až 6m silných jsou zpravidla šedé až zelenavě šedé, jemně a středně zrnité, glaukonitické, vápnité, v okolí Čadce i pískovce hrubozrné až drobně slepencové.

Flyšové cykly zlínských vrstev mohou mít mocnosti vrstev v rozmezí 20 cm až přes 6 m a obvykle jsou jednoduše gradačně vrstvené.



Obr. 2.4
Regionální geologické členění v dané lokalitě (zdroj: Štátny geologický ústav Dionýza Štúra) [2.2]

Pro flyše jakožto mocné soubory usazených hornin je příznačné mnohonásobné opakování několika základních hornin. Flyše vznikly často v hlubokomořském prostředí postupným usazováním nejprve hmotnějších a později menších a lehčích částic. Dílčí posloupnosti jsou tedy význačné zjemňováním zrna uloženin a zároveň i poklesem obsahu uhličitanových minerálů směrem do nadloží.

Belovežské a soláňské vrstvy vystupují ve studovaném území v pruzích přibližně západně východního směru.

Belovežské vrstvy jsou flyšové s rovnováhou mezi jílovcí a pískovci nebo převážně jílovcové. Jílovce v polohách řádově decimetrových až metrových jsou většinou nevápnité, pestře zbarvené, jemně slídnaté, břidličnaté, s nízkou pevností.

Pískovce mocné 1 až 100 cm jsou zpravidla jemnozrné, zelenošedé a šedé, glaukonitické, místy deskovitě až lupenitě odlučné.

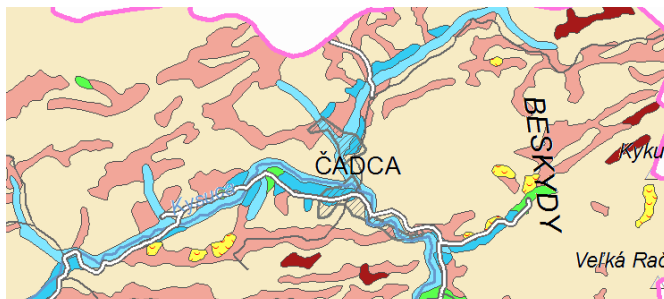
Soláňské vrstvy jsou zastoupeny středně až hrubě zrnitými, šedými, zelenavě nebo modravě šedými pískovci, většinou vápnitými, po navětrání drobnými.

Pískovcové lavice mocné 0,6 až 7,0 m jsou odděleny zpravidla 5 až 60 cm mocné vložky zelenavě šedých a šedých písčitých, jemně slídnatých, převážně nevápnitých břidličnatě odlučných a nepříliš pevných jílovců.

Území má složitou tektonickou stavbu podmíněnou vrásnivými a přesunovými pohyby v geologické minulosti.

2.1.2.2 Kwartérní pokryv

Kwartérní pokryv dané lokality tvoří pleistocénní deluviální kamenito-hlinité až balvanito-kamenité sedimenty. Holocén je zde reprezentován sedimenty písčito-hlinitého charakteru fluviálního a deluviofluviálního původu, které se vyskytují v okolí vodních toků či občasných vodních toků a zčásti jsou i ronové nebo soliflukční.



Obr. 2.5
Schéma se znázorněním kvartérního pokryvu [2.2]

2.1.2.3 Antropogenní sedimenty – navážky a zásypy

Protože zájmové území leží částečně v oblasti postižené stavební činností a předpokládá se zde také výskyt sedimentů antropogenního původu.

2.1.3 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Z hydrogeologického hlediska je oblast flyšového pásma rovněž velmi složitá, což je podmíněno střídáním hornin s různou propustností a tektonickou stavbou (antiklinály, synklinály, vrásové přesmyky, zlomy). Ve zvětralých při-povrchových partiích a psamitických horninách je podzemní voda infiltračního cyklu kalcium-bikarbonátového typu.

Vydatnost pramenů zřídka dosahuje 1 l.s^{-1} a silně kolísá. Hladina podzemní vody je volná i napjatá, intenzivní je i povrchová erozivní činnost vody.

Kwartérní sedimentární horniny charakterizuje propustnost průlinová, jejich mechanické vlastnosti jsou pro oběh podzemní vody velmi dobré.



Obr. 2.6
Schéma hydrogeologických poměrů dané lokality [2.2]

Významným tokem v blízkosti hodnoceném území je řeka Kysuce a její přítoky viz obr. 2.6. Dle hydrogeologických oblastí Slovenska leží území v hydrogeologické oblasti PQ-028.

2.2 GEOTECHNICKÉ POMĚRY [5.2]

Poznámka: Následující údaje byly převzaty z Podrobného inženýrskogeologického a hydrogeologického průzkumu zpracovaného společností GEOFOS s.r.o. Žilina na základě objednávky společnosti Amberg Engineering Slovakia, s r.o. z roku 2010.

2.2.1 PROVEDENÉ PRŮZKUMY

V zájmové oblasti byl proveden podrobný inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum v roce 2010. Při těchto průzkumech byly provedeny následující práce:

- inženýrskogeologické vrty (do hloubky až 20 m) s odběrem vzorků
- inklinometrické vrty (sahající do hloubky 82,6 m)
- hydrogeologické vrty
- piezometrické vrty (délky 75 m pro režimní pozorování hladiny podzemní vody),
- kopané sondy, dynamické penetrační sondy

Dále bylo provedeno geofyzikální měření pro zjištění mocnosti sesuvného deluvia, charakteru předkvartérního podloží a lokalizace tektonických linií.

2.2.2 INŽENÝRSKO – GEOLOGICKÉ POMĚRY

2.2.2.1 Kvarterní pokryvné útvary

Svrchní vrstvy zájmového území jsou tvořeny antropogenním komplexem, který je v daném území zastoupen materiálem stavebního suťového odpadu. Výskyt navážek i jejich mocnost je proměnlivá.

Hloubením stavební jámy pro těleso dálnice bude odkryt deluviální komplex. Sedimenty diluviálního komplexu tvoří kvartérní povrch na svazích, který je zastoupen:

- **deluviálními sutěmi** – jejich výskyt je souvislý a mocnost proměnlivá. Jsou charakterizované převážně jako sutě kamenito-jílovité (F2/CG dle STN 72 1001) s přechodem do sutí jílovito-kamenitých (G5/GC dle STN 72 1001).
- **sesuvnými deluvii** – svahovými pohyby jsou porušeny kvartérní zeminy. Svahové pohyby zasahují také zvětranou a porušenou zónu předkvartérních hornin.

Slézáním sutin (svahovou deformací) je porušeno horninové prostředí. Tato porušená zóna je tvořena suťovými zeminami typu F2/CG a G5/GC (dle STN 72 1001) s polohami jemnozrnných sedimentů. Sesuvy na území jsou proudové, plošné až frontální, stabilizované, místy potenciálně.

Dále je v zájmové oblasti zastoupen fluviální komplex, který je ve zkoumaném místě tvořen:

- **fluviálními nivními sedimenty** – a to fluviálními hlínami a jíly (F6/CL, F8/CH STN 72 1001) a dále nivními štěrkovými sedimenty charakteru štěrku s příměsí jemnozrnné zeminy (G3/C-F dle STN 72 1001) a štěrku jílovitého (G5/GC dle STN 72 1001).

2.2.2.2 Předkvartérní horniny

Na geologické stavbě území se podílí předkvartérní horniny flyšové formace. Tyto horniny jsou v převážné míře překryté kvartérními sedimenty. Flyšová formace je zde zastoupena:

- **celkem zvětralými až rozloženými paleogenními jílovci** – v nejsvrchnější zóně paleogenního horninového prostředí se nachází jílovce R6, charakteru jílu s nízkou až vysokou plasticitou typu (F3/MS, F4/CS, F6/CI, F8/CH dle STN 72 1001) tuhé, pevné až tvrdé konzistence a kamenito-jílovité až jílovito-kamenité sutě (F2/CG, G5/GC dle STN 72 1001)
- **jílovce slabě až silně zvětralé a tektonicky porušené** – jílovce silně zvětralé zasahují do hloubky 10-15 m a jílovce tektonicky porušené do hloubky do hloubky 20 m. Jílovce dosahují velmi nízké pevnosti (R5), jsou velmi slabě spojené, často s lasturnatým lomem a střípkovitého rozpadu
- **pískovce slabě až silně zvětralé a tektonicky porušené** – jsou velmi nízké pevnosti (R5 až R4), porušené puklinami s jílovitou výplní.

Tab. 2.1 Geotechnické vlastnosti zemín

	Popis	Třída	γ [kN/m ³]	φ eff [°]	C eff [kPa]	E _{def} [MPa]	v [-]
1	fluviální jíly a hlíny	F6/CI F8/CH	18,8	24,0	14	2,39	0,39
3	fluviální štěrky	G5/GC G3/G-F	27,2	32,0	0	75,0	0,28
7	deluviální sutě	F2/CG G5/GC	19,8	26,0	12	11,8	0,33
8	jíly	F8/CH	19,9	20,3	15	4,0	0,4
9	sutě	G5/GCY	20,0	25,8	10	10,0	0,33
10	pískovce s jílovci	F2/CG	20,4	24,0	23	20,0	0,36
13	jílovce slabě až silně zvětralé, tektonicky porušené	R4 - R3	24,6	26,0	50	111,2	0,25

- pozn.: zatřídění zemín dle STN 73 1001; tabulka zemín poskytnuta společností Amberg Engineering a.s.

2.2.2.3 Popis svahových deformací



Sesouvání půdy je odezvou geologicko-tektonické stavby území, hydrogeologických poměrů a erozní činnosti toků. Řešená oblast ve svazích města Čadca je dle získaných podkladů porušená stabilizovaným frontálním sesuvem do hloubky 4 až 5 m.

Obr. 2.7 Svahové deformace v dané lokalitě [2.2]

2.2.3 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Podzemní vody v hodnoceném území zařazujeme z geologického hlediska k následujícím hydrogeologickým celkům:

- **podzemní vody paleogénu** – litografický charakter flyšové formace nevytváří příznivé podmínky na větší akumulaci a oběh podzemních vod. Plytký oběh podzemní vody závisí na atmosférických srážkách a soustředí se především do přípovrchových zvětraných zón a do propustných vrstev pískovců. Jílovce mají funkci izolační, jejich přítomnost snižuje propustnost a zvodnění celého souvrství.
- **podzemní vody kvarterních sedimentů** – kvartérní sedimenty představují zvodnělý komplex zastoupený diluviálními a fluviálními sedimenty. Hladina podzemní vody byla v období realizace průzkumných prací naražena v hloubce 10,25 m (indikováno ve vrtu s pracovním označením CINK-1).

2.2.4 SEISMICITA DANÉ OBLASTI

Dle seismické mapy Slovenska je seismicita daného území hodnocena stupněm 6°-7° MSK-64. Příslušná oblast se nachází ve zdrojové oblasti seismického rizika č. 4 s referenčním seismickým zrychlením $a_r=1,2 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ dle obr. 2.7. Na základě měření seismicity provedeném v dané oblasti byly získány faktory vodorovného zrychlení k_h o hodnotě 0,053 a koeficientu svislého zemětřesení k_v taktéž o hodnotě 0,053.

3. GEODYNAMICKÉ JEvy [2.3, 2.6, 1.1, 1.2, 2.9, 1.3, 2.7, 2.12, 2.13, 1.12, 1.17]

3.1 ZÁKLADNÍ ROZDĚLENÍ GEODYNAMICKÝCH JEvy

Geodynamické jevy (procesy) probíhají po celou dobu vývoje Země. Důsledkem jejich působení je příslušná geologická a geomorfologická stavba, přirozený charakter reliéfu. Jedná se o souhrn procesů přímo ovlivňující jak fyzikálně-chemický, tak také napjatostní stav geologického prostředí.

Podle hlavních faktorů podmiňujících jejich vznik, můžeme tyto procesy rozdělit na:

- **endogenní**
- **exogenní**
- **antropogenní**

Pro přehlednost jsou v následující tabulce tab. 3.1 uvedeny geodynamické procesy dle inženýrsko-geologické klasifikace:

Tab. 3.1 Inženýrsko-geologické členění geodynamických procesů dle Prof. Jana Petráňka

Přírodní procesy		Antropogenní procesy
endogenní	exogenní	
současné pohyby a deformace zemské kůry	svahové pohyby (pomalý pohyb půd a zvětralin, tečení zvodnělých zemin, sesuvy)	změny hydrogeologických poměrů (snížení nebo zvýšení HPV)
seismické otřesy a zemětřesení vulkanická činnost	zvětrávání hornin abraze a eroze břehů	rozpojování a přemístování hornin stlačování podloží staveb, porušení únosnosti základových půd
	mechanická sufóze	technické zlepšení hornin injektáží, odvodněním, zmrazením apod.
	prosedání spraší po provlhčení	seismické otřesy vyvolané např. dolováním, naplnění vodních přehrad apod.

Dále dle změn, které jsou v důsledku působení geodynamických jevů vyvolané v příslušném geologickém prostředí, se mohou dělit na:

- **tektonické**
- **litogenetické**
- **geomorfologické**

Mezi hlavní kritéria, podle kterých lze hodnotit geodynamické procesy a jevy patří především věk, aktivita, vývojové fáze a jejich opakovatelnost.

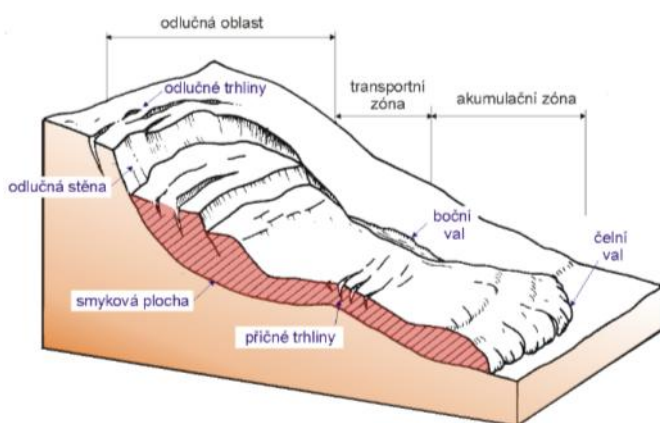
3.2 SESUVY

Svahové pohyby (sesuvy) jsou různotvárným exogenním geodynamickým procesem probíhajícím v přírodním prostředí.

Vznikají při porušení rovnováhy sil ve svahu a působením zemské tíže, která zapříčiní přemístění horninové hmoty, přičemž těžiště pohybujících se hmot vykonává dráhu po svahu dolů.

Jedná se o rozsáhlý pohyb hornin, při nichž se sesouvající hmoty oddělují od pevného podloží zřetelnou smykovou plochou. Při pomalých dlouhodobých deformacích svahů (tzv. creep) nevzniká jedna zřetelná smyková plocha, ale dojde k vytvoření několika dílčích ploch. Toto plastické přetváření svahů má charakter pohybu viskózních látek.

Výsledkem porušení rovnováhy sil je svahová deformace, kdy dochází k obnovení rovnovážného stavu, ne však vždy s potřebným stupněm bezpečnosti. Z geologického hlediska není žádný svah trvale stabilní (Q. Záruba, V. Mencl, Inženýrská geologie, 1974). Náchylnost ke svahovým pohybům určují charakteristiky hornin a jejich mechanické vlastnosti.



Obr. 3.1
Základní morfologické prvky sesuvu proudového tvaru
[2.4]

Území postižené svahovým pohybem charakterizují morfologické znaky svahové deformace a jejich výraznost závisí na stáří pohybu.

Morfologickými znaky svahové deformace jsou v horní části svahu konkávní tvar (odlučná oblast), v dolní části svahu konvexní tvar (akumulační oblast), mezi nimi transportní zóna, neurovnaný a nepravidelně zvlněný reliéf, neurovnaný spád umožňuje vznik bezodtokých depresí, trhliny, změny úklonu stromových porostů.

U sesuvů je důležitá funkce času, kde jednotlivé faktory se v čase přizpůsobují a mění a sesuv se na základě těchto předpokladů vyvíjí. Jednotlivé fáze sesuvu lze popsat následovně:

- založení sesuvu
- porušení rovnováhy
- vznik trhlín v horní části svahu
- pohyb hmot
- ukládání při úpatí svahu
- vznik nové rovnováhy

3.3 FAKTORY ZPŮSOBUJÍCÍ SVAHOVÉ SESUVY

Vznik a vývoj sesuvu je podmíněn místními přírodními poměry (geomorfologické, geologické, klimatické, hydrogeologické) a případně lidskou činností (změny reliéfu krajiny, změny vodního hospodářství atd.) Ty mohou vznik sesuvu buď podporovat nebo sesuv znemožňovat. Mezi nejdůležitější faktory patří hydrogeologické poměry. Podmínky pro vznik sesuvu jsou příznivé, je-li hladina podzemní vody blízko terénu nebo je napjatá, má spád po sklonu svahu a není umožněn její rychlý odtok.

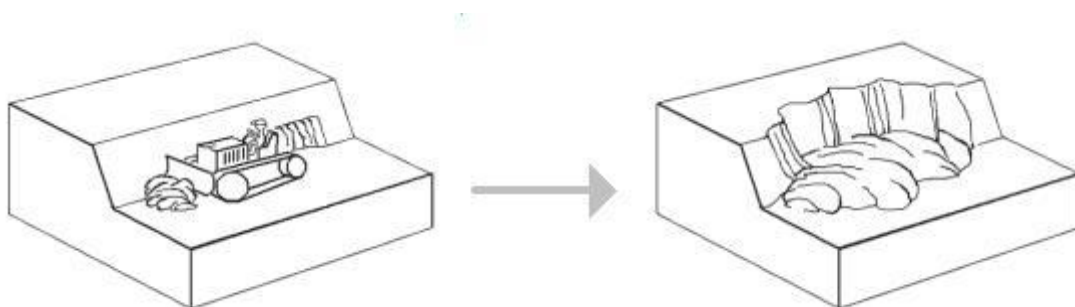
Z hlediska doby působení rozeznáváme faktory dlouhodobé nebo-li permanentně působící, které pozvolně a nezvratně ovlivňují stupeň stability. Dále faktory krátkodobé nebo-li epizodické, jejichž průběh je rychlý a vliv na stabilitu svahu je nezvratný.

Dlouhodobě působící faktory:

- eroze, akumulace, sufoze, tektonika – změny v morfologii svahu a změny napětí ve svahu
- zvětrávání (působení mrazu a slunce) – změny mechanických vlastností hornin

Krátkodobě působící faktory:

- seismické otřesy – odstřely, doprava, vibrace
- zemětřesení – změny mechan. vlastností hornin
- náhlé přetížení svahu – změna napětí ve svahu
- výkopy v dolní části svahu – změna napětí ve svahu
- změny ve vegetaci (zemědělství, odlesnění) – změny ve vodním režimu
- abnormální srážky, tání, kolísání hladiny vody v nádržích – změna vlhkosti hornin a změna hladiny podzemní vody, proudový tlak podzemní vody, vztlak, sufoze



Obr. 3.2 Člověk jako příčina nestability svahů. Děje se tak především necitlivými úpravami terénu [2.5]

3.3.1.1 Svahové pohyby – envirometální hazardy

Svahové pohyby, oproti jiným environmentálním hazardům, představují riziko pouze v lokálním či regionálním měřítku. To však neznamená, že jejich nebezpečí a potenciální vzniklé škody nemohou býti značné. Vedle ztrát na životech zahrnují tyto škody ničení budov, komunikací, důlních a vodohospodářských staveb atd.



Obr. 3.4 Sesuvy Californie (2005); druhý sesuv Jižní Korea[2.7] [2.8]

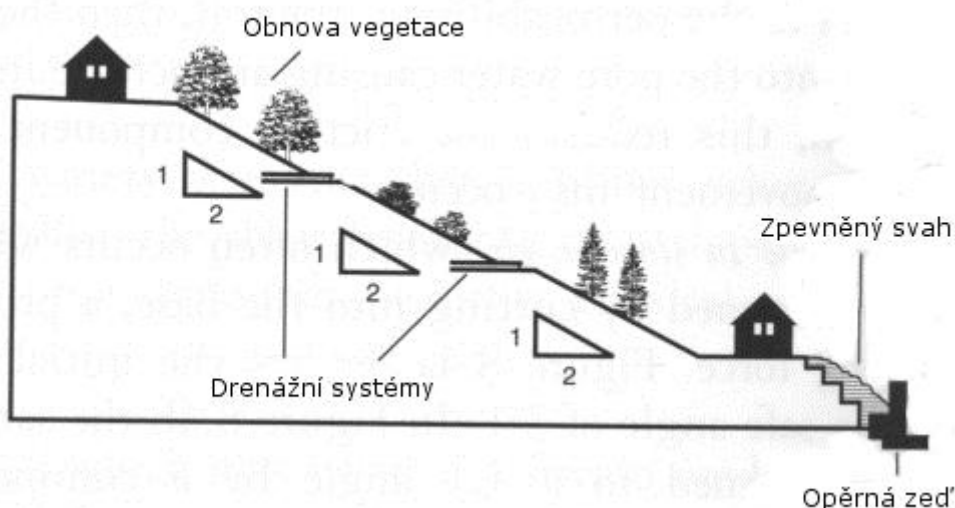
Dopady těchto svahových procesů závisí především na rychlosti procesu, objemu zasaženého svahového materiálu, spolu s připraveností a informovaností společnosti. Lze říci, že všechny svahy se sklonem větším jak 25 stupňů představují riziko sesuvů a jiných pochodů (SMITH, K., 2002,196). Takzvané mapování stability svahů je jedním z důležitých prvků ochrany proti svahovým procesům. Většina zemí (jako ČR i SR), které jsou ohroženy možným vznikem tohoto hazardu, má zpracované podklady dokumentující míru rizika vzniku jednotlivých pochodů.

3.3.1.2 Ochrana a prevence

Prevence svahových pohybů spočívá vedle předpovědí a vymezení postižených území i v aktivní ochraně, která souvisí s úpravami svahů a celkovým krajinným plánováním.

Možné způsoby technologických úprav svahů, které snižují riziko vzniku svahových procesů:

- zmenšení sklonu svahu, Návrh zemního tělesa – přitížení paty svahu (v zářezu vlivem odlehčení zůstává reziduální napětí, dochází k poklesu pevnosti, rozbředání a deformaci paty)
- odvodnění svahu – drenážní systémy pro povrchovou i podpovrchovou vodu (ve flyši v letním období nemusí být podzemní voda zjištěna)
- obnovení rostlinného krytu – kořenové systémy zpevňují svahový materiál a zároveň působí jako přírodní drenáž (díky transpiraci). Koruny stromů navíc chrání svah před přímými účinky atmosférických srážek. Důležité je, aby vegetace na druhé straně nebylo příliš, její váha by mohla zvýšit smykové napětí materiálu na svahu.
- bezpečnostní stavby – pilíře, ochranné zdi mohou zabrzdit posun svahových hmot
- jiné metody zvyšující ochranu - chemická stabilizace, zpevňování svahu cementem snižující propustnost půdního krytu
- technologie zemních prací – důležitá je etapovost hloubení (postupné snižování HPV), odvodnění výkopů během stavby
- úroveň nivelety trasy situovat s ohledem na rovnováhu zemních prací a polohu nebezpečných zemin (neogenní jíly)

**Obr. 3.5**

Několik možností úprav svahu vedoucích ke snížení rizika svahových pohybů [2.7]

3.4 KLASIFIKACE SESUVŮ

3.4.1 PODLE STUPNĚ STABILIZACE

**Obr. 3.6**

Tzv. „opilé stromy“ ve snaze vyrovnat svůj růst následkem sesuvu

- **živé (aktivní)** – dosud nezarostly vegetací, nejsou porušené erozí, charakteristické jsou tzv. „opilé“ stromy
- **dočasně uklidněné** – zarostlé vegetací, erodované, může dojít k znovuobnovení sesuvu
- **trvale uklidněné (stabilizované, fosilní)** – nehrozí obnovení sesuvu, většinou jsou pleistocenního stáří

3.4.2 PODLE STÁŘÍ

- **recentní** (současné sesuvy)
- **fosilní** (staré sesuvy; za dnešních klimatických a morfologických podmínek se již dále nemohou opakovat)

3.4.3 PODLE PRŮBĚHU SMYKOVÉ PLOCHY

- **asekventní** – jedná se o stejnorodé soudržné zeminy, které se sesouvají po kruhových smykových plochách
- **konsekventní** – sesuv probíhá podél ploch vrstevnatosti nebo puklinatosti
- **insekventní** – sesuv prochází napříč vrstvami

3.4.4 PODLE MECHANISMU POHYBU A JEHO RYCHLOSTI

3.4.4.1 Ploužení

Jedná se o dlouhodobý a zpravidla nezrychlující se (mm/rok) pohyb horninových hmot, přičemž hranice vůči pevnému podloží je ve většině případů nezřetelná. Velikost posunů hmot je vzhledem k prostorovým rozměrům postiženého horninového masivu zanedbatelná. Pokud se tento pohyb vlivem různých faktorů (klimatické, antropogenní) zrychlí, přechází do sesouvání nebo stékání. Ploužení tak může být iniciální fází pro sesouvání, stékání nebo dokonce řícení. Ploužení je nejobtížněji pozorovatelný a vymezitelný, ale v našich podmínkách prakticky nejrozšířenější typ svahového pohybu.

rozvolňování svahů

- vznikem puklin lemujících tvary svahu a dna erozivního údolí – obr. 3.7 (1)
- otevíráním tahových trhlin v jeho horní části – obr. 3.7 (2)
- deformace vysokohorských svahů provázené roztrháním horských hřebenů a stupňovitými poklesy svahů – obr. 3.7 (3)



Obr. 3.7

Možné varianty sesuvu dle mechanismu ploužení způsobené rozvolňováním svahů [1.4] [2.6]

gravitační vrásnění

- deformace vysokohorských svahů provázené roztrháním horských hřebenů a stupňovitými poklesy svahů – obr. 3.8 (4)
- shrnování vrstev podél okrajů pánví – obr. 3.8 (5)
- vytlačení měkkých hornin ve dně údolí – obr. 3.8 (6)

**Obr. 3.8**

Možné varianty sesuvu dle mechanismu ploužení způsobené gravitačním vrásněním[1.4] [2.6]

blokové pohyby

- po plastickém podloží – obr. 3.9 (7)
- podél předurčené plochy – obr. 3.9 (8)
- povrchové ploužení, slézání sutí – obr. 3.9 (9)

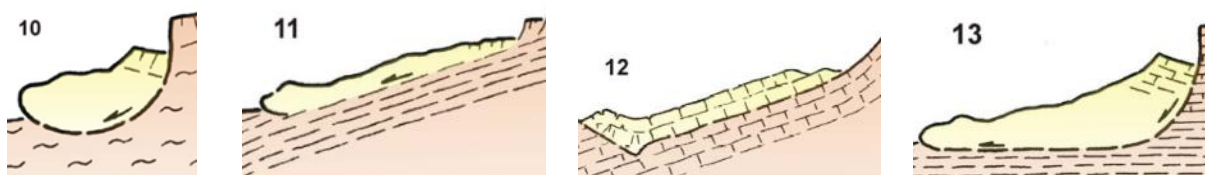
**Obr. 3.9**

Možné varianty sesuvu dle mechanismu způsobené blokovými pohyby a povrchovým ploužením[1.4] [2.6]

3.4.4.2 Sesouvání

Sesouvání je relativně rychlý (cm až m/den), krátkodobě klouzavý pohyb horninových hmot na svahu podél jedné nebo více průběžných smykových ploch. Výsledkem sesuvného pohybu je **sesuv**. Charakteristické je, že se část hmot nasune na původní terén v předpolí. Při sesouvání se mohou v hlubších částech současně uplatňovat i pomalé deformace plouživého charakteru, na povrchu i stékání. Nejčastěji dokumentovaný typ svahového pohybu na území ČR a SR.

- sesouvání podle rotační smykové plochy – obr. 3.10 (10)
- sesouvání podle rovinné smykové plochy zeminy – obr. 3.10 (11) nebo skalních hornin (12)
- sesouvání podle složené smykové plochy – obr. 3.10 (13)

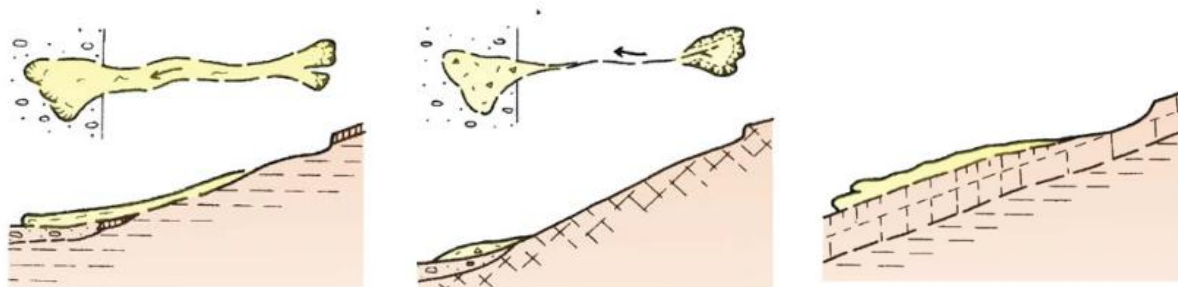
**Obr. 3.10**

Možné varianty sesuvu dle mechanismu způsobené sesouváním[1.4] [2.6]

3.4.4.3 Stékání

Stékání je rychlý (km/h) krátkodobý pohyb horninových hmot ve viskózním stavu. Podstatná část hmot vyteče z odlučného prostoru (jámy) a přemístí se po povrchu terénu na velkou vzdálenost (v ČR i stovky metrů). Stékající hmoty jsou ostře odděleny od neporušeného podloží. Výsledkem je proud. V konečné fázi vývoje může stékání přecházet do pomalého ploužení. V ČR se vyskytuje nepravidelně a je vázán na extrémní srážky spolu s vhodnými geologickými a geomorfologickými podmínkami.

- stékání jílovitých a hlinitopísčitých zemin (zemní proudy) – obr. 3.11 (15)
- stékání hlinitých a úlomkovitých zemin působením přívalových vod – obr. 3.11 (16)
- stékání povrchových partií pokravných útvarů v období tání sněhu nebo po nadměrných srážkách – obr. 3.11 (17)



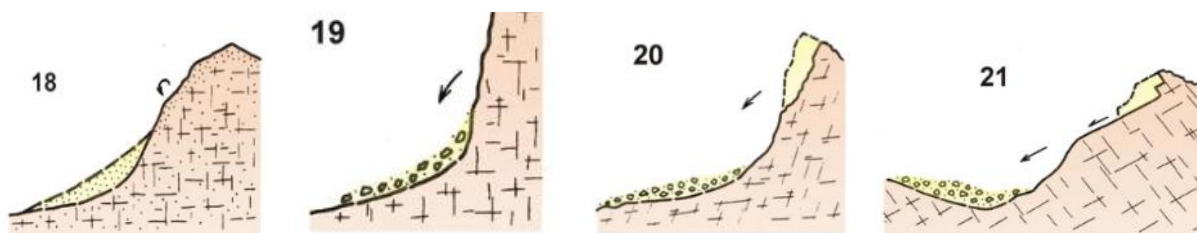
Obr. 3.11

Možné varianty sesuvu dle mechanismu způsobené stékáním[1.4] [2.6]

3.4.4.4 Řícení

Krátkodobý (řádově sekundy) rychlý pohyb horninových hmot na strmých svazích, přičemž se postižené hmoty rozvolní a ztrácejí krátkodobě kontakt s podložím. Při pohybu se uplatňuje volný pád. Dříve než hmoty ztratí kontakt s podložím, může docházet k plouživým pohybům. Vzdálenost přemístěných hmot je vzhledem k prostorovým rozměrům zříceného masivu mnohonásobně větší. Tento jev se nejčastěji vyskytuje v oblasti skalních pískovcových měst.

- **sesypávání** - přemísťování drobných úlomků kutálením a válením po svahu – obr. 3.12 (18)
- **odvalové řícení** - opadávání úlomků - náhlé přemístění úlomků volným pádem, poté valením a posouváním po svahu – obr. 3.12 (19)
- **odvalové řícení - skalní řícení** - náhlé přemístění skalních struktur a stěn převážně volným pádem – obr. 3.12 (20)
- **odvalové řícení - planární řícení** - náhlé přemístění skalních stěn, kombinuje se kluzným pohybem po předurčené ploše s volným pádem – obr. 3.12 (21)



Obr. 3.12 Možné varianty sesuvu dle mechanismu způsobené sesouváním[1.4] [2.6]

3.4.5 DLE DRUHU SESOUVAJÍCÍCH SE HMOT

3.4.5.1 Svahové pohyby pokryvů vlivem povětrnostních podmínek

- **slézání sutí** (sympké nesoudržné zeminy) – dochází k rozrušení kamenných sutí vlivem mrazu, k jejich nakypření a následnému sesuvu vlivem změny teploty. U jílovitých vrstev se jedná o dlouhodobé plastické přetváření, takzvaný creep
- **hákování vrstev** – dochází k posunu sutí a zvětralin a vlivem tření o skalní podloží dochází k ohýbání vrstev. Hákování vrstev se vyskytuje v oblasti karpatského flyše, na břidlicových svazích a u vrstevnatých pískovců
- **plošné sesuvy (flyš)** – jedná se o pohyby velkých svahových sutí, hlín, zvětralin jílovitých hornin po povrchu skalního podkladu. Dochází ke vzniku trhlin, které se po svahu vzhůru rozšiřují, až vzniká strmá stěna. Tato stěna je v suchých obdobích poměrně stabilní, avšak vlivem srážek (bobtnání, vysychání) nebo mrazu (rozbřídání) se vytvoří kry a dochází k rozšíření sesuvu
- **proudové sesuvy (flyš)** – dle reliéfu území, dochází ke vzniku velké odlučné oblasti, sutí se vlivem srážek dají do pohybu úzkým proudem a na úpatí se hmota ukládá do tvaru bočníkovitého splazu. Charakteristický je pro proudové sesuvy rychlý průběh, jelikož plocha tření na styku s podložím je menší
- **suťové sesuvy** – při náhlých vodních přívalech dochází k rychlým pohybům sutí (obvykle v roklicích při porušení porostu)
- **vyplavování písků (ztekucení)** – při velkém sklonu hladiny podzemní vody, vyskytuje se v jemných píscích při náhlém snížení hladiny podzemní vody

3.4.5.2 Sesuvy v pelitických horninách (především nezpevněné jíly, jílovce, jílovité břidlice)

- **podél rotačních smykových ploch** – porušení rovnováhy svahu vlivem překročení smykové pevnosti
- **podél predisponovaných smykových ploch** – porušení podél starých smykových ploch uklidněných svahů, sedimenty uložené na jílovitých vrstvách

- **pomalé vytlačování měkkých hornin** (ze zatěžované oblasti do odlehčené oblasti) – jedná se o plastické přetvoření hornin podél soustředěných dílčích smykových ploch, nastává při pomalých zatíženích (například kerné sesuvy – zaboření rozpukaných skalních bloků do měkkého podloží)
- **vytlačování podloží** – založení násypu na málo únosném podloží, těleso násypu klesá a zvedá se zemina u paty svahu, sanace spočívá v odlehčení násypu nebo přitížení paty svahu

3.4.5.3 Pohyby pevných skalních hornin (Alpy)

- **dlouhodobá deformace horských svahů** – pohyby hornin podél ploch vrstevnatosti, plastické přetváření podél dílčích smykových ploch, gravitační posuny (následek tektonických pohybů)
- **po předurčených plochách puklinatosti ukloněných po svahu dolů** – stabilita je dána třením na styku vrstev, vliv povětrnosti
- **skalní řízení** – jedná se o náhlý řitivý pohyb, není zde žádná smyková plocha, vliv tíhy, rozpučení, povětrnosti, podkopání

3.4.5.4 Ostatní zvláštní pohyby

- **soliflukce** – půdotok rozbředlé zeminy po jarním tání, častý jev v polárních oblastech
- **subakvatické skluzy** – posun nezpevněných sedimentů po ukloněném mořském dně, podnětem pro skluzy bývají otřesy
- **senzitivní jíly** – jedná se o jílovité sedimenty mořského původu vyzdvižené do hor, vlivem působení tekoucí vody dochází k poklesu obsahu solí, oslabují se vazby mezi jíly, klesá pevnost a roste senzitivita, jíly se chovají jako viskózní tekutina při sklonu menším jak 5%

3.5 EROZE

Eroze je soubor pochodů patřících do endogenních geodynamických jevů, které mají za následek uvolňování materiálu zemského povrchu, jeho rozpouštění, obrušování a přemísťování.

Příčinou těchto pochodů je mechanické působení větru, vody, ledu, sněhu, pohyblivých zvětralin a nezpevněných usazenin.

Gravitace spolu s dalšími faktory jako například intenzita srážek, struktura půdy, sklon svahu, typ rostlinného pokryvu, jsou prvky přispívající ke vzniku eroze. Gravitace vyvolává pohyb, který je ovlivněn vnitřním třením hmot v pohybu a kontaktním třením o podklad.

Účinek eroze závisí také na pevnosti a tvrdosti hornin. V měkkých horninách nebo v poruchových pásmech je intenzita eroze větší.

Erozi půdy zvyšuje dále činnost člověka, nekontrolovatelná těžba dřevin, spásání travin, změna skladby pokryvu (různé druhy vegetace mají různý účinek při rychlosti infiltrace deště do půdy), stavba budov, komunikací atd.

Eroze působí soustředěně v dráze proudícího erozního media a je řízena tvarem reliéfu. Rychlost erozního procesu je odvislá od horninového prostředí a sklonu mezi počáteční úrovní působení a spodní erozní bází.

Pro přehlednost rozlišujeme jednotlivé druhy erozí na vodní (plošné, výmolové, proudové), ledovcové, sněhové, větrné a antropogenní.

3.5.1 VODNÍ EROZE

3.5.1.1 Plošná vodní eroze

Pro plošnou vodní erozi je typické rozrušení a sesuv půdní hmoty na celém území. Prvním stupněm plošné eroze je eroze selektivní, při které jsou odnášeny jemné částice půdy. Dochází tedy ke změně půdní textury a obsahu živin v půdě. Tyto půdy se poté stávají hrubozrnějšími. Selektivní eroze probíhá zvolna, nepozorovaně a nezanechává viditelné stopy.

Vrstevnatá eroze vzniká při větší kinetické energii povrchové vody a při střídání málo odolných a odolných vrstev v geologickém profilu. Projevuje se na celé ploše svahu či v širokých pruzích v závislosti na reliéfu povrchu. Pro tento typ eroze je obvyklá ztráta celé orniční vrstvy.

3.5.1.2 Výmolová eroze

Vzniká postupným soustředěním povrchové stékající vody, která vyrývá v povrchu zářezy postupně se prohlubující. Prvním stadiem výmolové vodní eroze je rýžková a brázdová eroze. Brázdová eroze je charakteristická mělkými a širšími zářezy než je tomu u rýžkové eroze.

Rýžková a brázdová eroze jsou často označovány jako nejvyšší stadium plošné eroze, jelikož často postihují velkou část povrchu svahu. Z rýžek a brázd mohou pokračujícím soustředěným odtokem vznikat hlubší rýhy postupně se prohlubující směrem po svahu. Výsledkem jsou rýhové eroze. Tato eroze pak přechází v erozi výmolovou (vyšší stupeň) a ta dále v nebezpečnou, území devastující stržovou erozi. Výmoly a strže jsou výsledkem výmolové a stržové eroze.

3.5.1.3 Proudová vodní (říční) eroze

probíhá ve vodních tocích vlivem vodního proudu. Hloubením v délce toku směřuje eroze k dosažení rovnovážné spádové křivky. Říční eroze je podmíněna trvalým tokem vod, působících hloubkovou i břehovou erozi.

3.5.2 LEDOVCOVÁ EROZE



Obr 3.13

Čelní a boční moréna ledovce tvořená špatně vytříděným materiálem [2.10]

Příčinou tohoto typu erozní činnosti je pohyb ledovců působením zemské tíže do údolí. Ledovec při pohybu vynakládá energii na erodování podloží, které obrušuje, vyhlazuje a rýhuje valouny zamrzlými v ledu. Ledovec s sebou unáší také velké množství horninových zvětralin, které po uložení v nižších polohách vytvářejí morény viz obr. 3.9.

Materiál morén se spolu s tající vodou z ledovců dostává do vodních toků, kde tvoří významný podíl splavenin.

3.5.3 SNĚHOVÁ EROZE

Sněhová eroze vzniká pohybem sněhu převážně ve formě lavin. Probíhá při velkých rychlostech a tlacích sněhu, ale může být také vyvolána pomalým pohybem vrstvy sněhu po neumrzlém půdním povrchu při jarním tání.

3.5.4 VĚTRNÁ EROZE



Obr 3.14

Skalní hříby pískovců, na nichž se podílela mj. větrná eroze [2.11]

Kinetickou energií větru dochází k rozrušování půdní hmoty, následně k přemístování uvolněných částic a jejich ukládání při poklesu energie vzdušného proudu.

Jedná se o typický jev v aridních (suchých, pouštních) a semiaridních (polosuchých) zemích, avšak můžeme se s ním setkat také v humidních (vlhkých) zemích především v oblastech na půdě s nepříznivými fyzikálními vlastnostmi a nekryté vegetací.

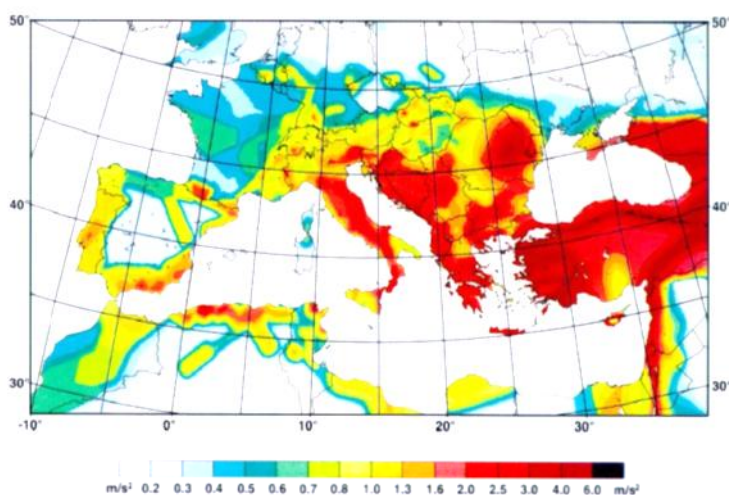
3.5.5 ANTROPOGENNÍ EROZE

Lidstvo a procesy přímo související s obýváním planety mají určitý vliv na vznik a průběh erozních procesů, na které působí přímo i nepřímo.

- **nepřímý vliv** se projevuje nahrazováním přirozeného vegetačního krytu krytem s nízkými ochrannými účinky, zhoršením fyzikálních, chemických i biologických vlastností půdy, soustředováním povrchového odtoku úpravami území a podobně.
- **přímý vliv** se projevuje realizací obecně technických staveb a urbanizací jednotlivých geografických regionů

Typickým přímým vlivem antropogenní eroze ve svažitém sklonu je časté budování komunikací o větším podélném sklonu. Na těchto komunikacích se soustřeďuje povrchová stékající voda, která nabývá značné rychlosti a tangenciálního napětí a vytváří na nich hluboké úvozové cesty, ze kterých vznikají hluboké strže. Svahy komunikací vyšších tříd o vyšších výškách a s nezpevněným povrchem jsou porušovány povrchově stékající vodou. Uvolněná hmota ze svahu je poté transportována odvodňovacími příkopy a může dojít k jejich zanesení vlivem ukládání této hmoty. Zanesení odvodňovacího příkopu má za následek porušení odvodňovací funkce se všemi nepříznivými důsledky.

3.6 ZEMĚTŘESENÍ



Obr 3.15

Mapa seismicity Evropy [2.13]

Zemětřesení patří k největším přírodním hazardům a to nejen díky počtu obětí a mírou škod, ale i díky velikosti zasaženého území. Otřesy přichází náhle a často zcela bez varování. Předpověď zemětřesení je i přes pokroky ve výzkumu seismicity a dynamiky zemského tělesa v současné době velmi obtížná. Příčiny zemětřesení jsou známy asi z 50%, úspěšnost předpovědi vzniku zemětřesení je pouze desetiprocentní.

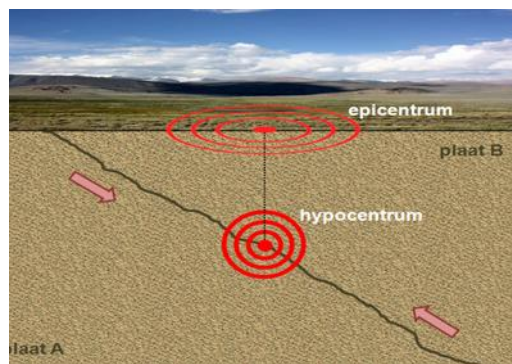
Celá polovina lidstva žije v seismicky aktivních oblastech, v nichž může docházet ke vzniku zemětřesení.

3.6.1 VZNIK ZEMĚTŘESENÍ

Otřesy vznikají při náhlém uvolnění energie v zemském tělese. Tato energie se potom hromadí pod povrchem v důsledku silových pochodů, které v horninách neustále vytvářejí napěťové stavy. Dojde-li k náhlému uvolnění této energie, vzniká zemětřesení. Zemětřesení tedy můžeme definovat jako soubor krátkodobých pohybů reprezentující proces při změně napěťového stavu hornin.

3.6.2 ZÁKLADNÍ POJMY

- **ohnisko zemětřesení** - je místo v zemské kůře nebo plášti, ve kterém dané otřesy vznikají. Není samo o sobě prostorově omezeno a může dosahovat velkých rozměrů
- **hypocentrum** - představuje těžiště plochy ohniska
- **epicentrum** - kolmý průmět hypocentra na zemský povrch. Jedná se o bod, jenž je nejbližší k oblasti vzniku otřesů
- **hloubka ohniska** - vzdálenost mezi epicentrem a hypocentrem
- **hypocentrální čas** - doba vzniku zemětřesení v ohnisku
- **epicentrální čas** - okamžik, kdy seismické vlny dorazí do epicentra
- **epicentrální vzdálenost** - vzdálenost místa pozorování od epicentra
- **pleistoseistní oblast** - okolí epicentra, které je zpravidla nejvíce postiženo účinky otřesů
- **intenzita zemětřesení** - veličina charakterizující účinky zemětřesení na základě makroseismických projevů. Těmito projevy rozumíme ničení staveb, sesuvy, pukliny v povrchu apod
- **velikost zemětřesení** - udává množství energie uvolněné otřesy. Tato veličina vychází z měření makroseismických účinků, které jsou zaznamenány seismografy



Obr 3.16

Základní pojmy studia zemětřesení[2.7]

3.6.3 ZÁKLADNÍ ROZDĚLENÍ ZEMĚTŘESENÍ

3.6.3.1 Dle typu

- **řířivá zemětřesení** – vlivem říření stropů podzemních dutin
- **tektonická zemětřesení** – nejčastější a nejnebezpečnější typ zemětřesení, vznikem jsou vázaná na poruchy v litosféře (zlomy, subdukce)
- **vulkanická zemětřesení** – vázaná na přírodní dráhy vulkanického materiálu, často doprovázejí nebo předcházejí sopečné erupce, charakteristický je výskyt otřesů ve skupinách (tzv. zemětřesné roje)

3.6.3.2 Dle oblasti vzniku

- **kontinentální** – způsobují okamžité škody a ztráty na životech
- **podmořské** – příčiny vzniku tsunami

Rovněž můžeme dělit zemětřesení na *přírodní* a *člověkem podmíněná* (řízení dolů, užitá seismika, odpal náloží).

3.6.4 ROZDĚLENÍ DLE ZPŮSOBU ŠÍŘENÍ OBJEMOVÝCH SEISMICKÝCH VLN

Dojde-li uvnitř zemského tělesa nebo na jeho povrchu k uvolnění nahromaděné elastické energie, je generováno vlnění, které nazýváme *seismickými vlnami*. Při zemětřesení vzniká několik typů seismických vln lišících se rychlostí, vlastním pohybem částic i ničivými účinky. Tyto vlny rozlišujeme jako *vlny podélné* a *příčné*.

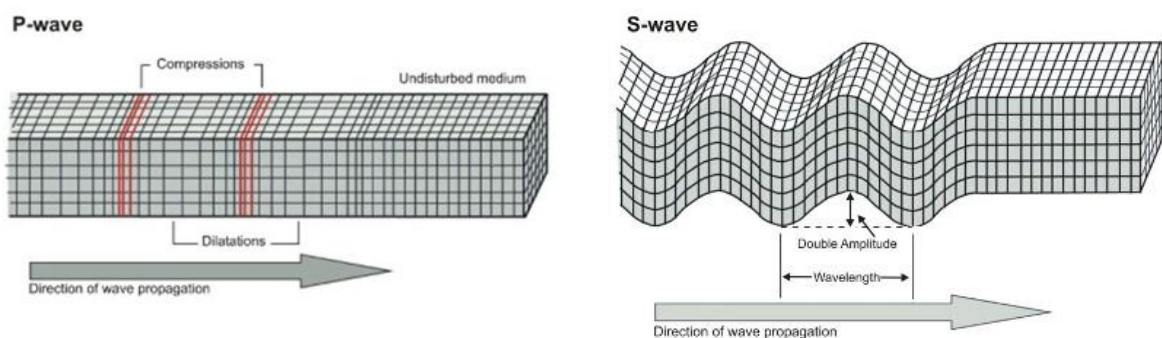
3.6.4.1 Podélné vlny (P-vlny)

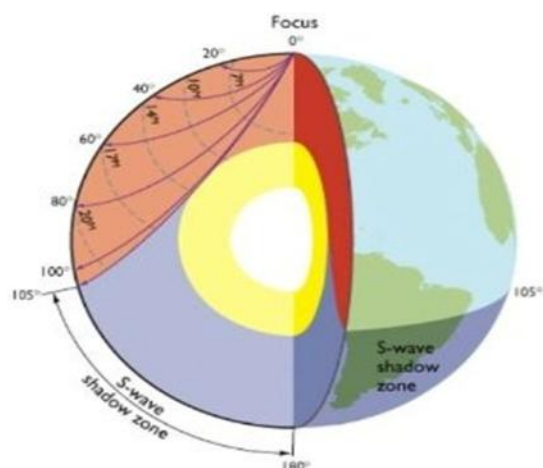
Částice kmitají shodně se směrem šíření vlny, jedná se o periodické zhušťování a zředování hmoty viz obr. 3.17. Tyto podélné vlny se mohou šířit v jakémkoli prostředí (pevné, kapalné, plynné). Mohou tedy procházet celým zemským tělesem. Způsobují minimální škody, ačkoli jsou nejrychlejším typem elastických vln. Účinky těchto podélných vln lze přirovnat k rezonanci (například okenních tabulí).

3.6.4.2 Příčné vlny (S-vlny)

Částice kmitají kolmo ke směru šíření vlny, a to v horizontální či vertikální rovině dle obr. 3.18. Tyto vlny představují mnohem větší nebezpečí oproti primárním vlnám, i přes to, že jsou pomalejší.

Nebezpečí tkví v tom, že při jejich působení dochází k fyzickému pohybu zemského povrchu (ničení staveb). Sekundární vlny však neprocházejí celým zemským tělesem, nemohou se totiž šířit v kapalinách a plynech. Na opačné straně planety tudíž vzniká oblast zastínění S-vln za překážkou v podobě kapalného jádra Země obr. 3.15.





Obr. 3.17 (vlevo nahoře) [2.14]

Podélné seismické vlnění. Částice kmitají ve směru šíření vlny, dochází k zhušťování a zředování hmoty.

Obr. 3.18 (vpravo nahoře) [2.14]

Příčné seismické vlnění. Částice kmitají kolmo na směr šíření vlny. Obrázek dále ukazuje dvě hlavní charakteristiky vlny - vlnovou délku a amplitudu.

Obr. 3.19 (vlevo dole) [2.15]

Oblast zastínění S-vln na opačné straně zeměkoule za překážkou, kterou představuje kapalné jádro Země.

3.6.5 ROZDĚLENÍ PODLE TYPU POVRCHOVÉHO VLNĚNÍ

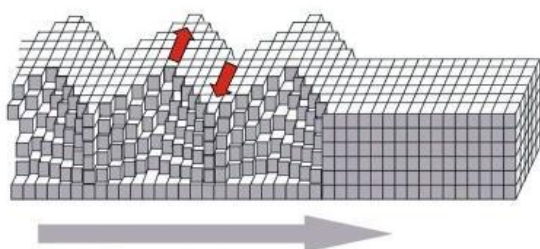
Povrchové vlnění se šíří v podobě dvou typů S-vln a to tzv. Loveho vln a Rayleighových vln.

- **Loveho vlny** - jsou rychlejší a kmitají částicemi kolmo na směr vlnění v horizontální rovině, znázornění na obr. 3.16
- **Rayleighovy vlny** - kmitají částicemi naopak v rovině vertikální, přičemž jednotlivé částice hmoty vykonávají pohyb po eliptické trajektorii viz obr. 3.19

Povrchové vlny jsou pomalejší než vlny objemové (tj. primární a sekundární), avšak představují maximální rizika.

Tyto vlny vzhledem k jejich velkým amplitudám pohybují ve velké míře zemským povrchem (v horizontálním i vertikálním směru).

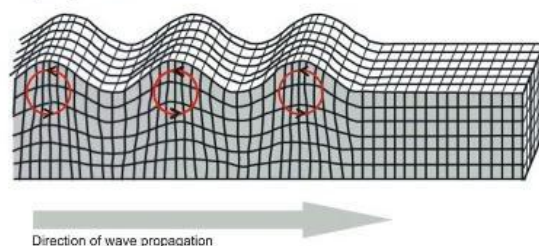
Love wave



Obr. 3.20 [2.14]

Vlny Loveho kmitají v horizontální rovině.

Rayleigh wave



Obr. 3.21[2.14]

Rayleighovy vlny kmitají v rovině vertikální kolmo na směr šíření vlny.

Rychlost šíření vln je dána především fyzikálními vlastnostmi prostředí, kterým vlny prochází. Rychlost vln klesá s rostoucí teplotou prostředí, tedy směrem do nitra Země. Při průchodu vln zemským tělesem dochází také k jejich vzájemné přeměně, lomu, odrazu nebo ohybu.

Na každém rozhraní vrstev ve vnitřním prostředí Země může docházet k odrazu, přeměně nebo lomu seismického vlnění, což závisí především na úhlu dopadu, hustotě prostředí a rychlosti šíření vln v něm. Tyto odražené, přeměněné nebo lomené vlny se šíří dál zemským tělesem.

3.6.6 INTENZITA A VELIKOST ZEMĚTŘESENÍ

3.6.6.1 Intenzita zemětřesení

K určení intenzity zemětřesení slouží zemětřesné stupnice. K nejznámějším a mezinárodně používaným patří dvanáctistupňová škála MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg), rovněž známá jako stupnice MM (Modified Mercalli), nebo dvanáctistupňová škála MSK-64 (Medveděv-Sponheuer-Kárník). Pro stupnici MSK-64 platí, že hodnoty zrychlení jsou 4-5x větší než u škály MCS. Stupnice MSK-64 se v dnešní době ve své upravené podobě pod označením EMS-98 používá v České i Slovenské republice viz tab. 3.2.

Na základě měření intenzit zemětřesení se sestavují **mapy zemětřesné aktivity**. Při jejich sestavování je využíváno třech izolinií:

- **Izoseist** – stejná pozorovaná intenzita zemětřesení
- **Izoblab** – izolinie poměrných škod při zemětřesení
- **Izakust** – místa zaznamenání shodných doprovodných akustických projevů zemětřesení

Tab. 3.2 Makroseismická evropská stupnice EMS-98 (upravena dle původní MSK-64)

	kategorie	popis
1	Nepocítěno	Zemětřesení nebylo pocítěno
2	Stěží pocítěno	Pocítěno jen velmi málo jednotlivci v klidu v domech
3	Slabé	Pocítěno uvnitř budov některými osobami. Lidé v klidu pociťují jako houpání nebo lehké chvění
4	Značně pozorované	Zemětřesení uvnitř budov cítí mnozí, venku jen výjimečně. Někteří lidé jsou probuzeni. Okna, dveře a nádobí drnčí
5	Silné	Uvnitř budov cítí většina, venku někteří. Mnozí spící se probudí. Někteří jsou vystrašení. Budovy vibrují. Visící objekty se značně houpají. Malé předměty se posouvají. Dveře a okna se otvírají a zavírají
6	Mírně ničivé	Mnozí lidé jsou vystrašení a vybíhají ven. Některé předměty padají. Mnohé budovy utrpí malé nestrukturální škody jako např. vlásečnicové trhliny nebo odpadnuté malé kousky omítky
7	Ničivé	Většina lidí je vystrašena a vybíhá ven. Nábytek se posouvá. Předměty padají z polic ve velkém množství. Mnohé dobře postavené běžné budovy utrpí střední škody: malé trhliny ve zdech, opadá omítka, padají části komínů; ve stěnách starších budov jsou velké trhliny a příčky jsou zřícené.
8	Těžce ničivé	Mnozí lidé mají problémy udržet rovnováhu. Mnohé domy mají velké trhliny ve stěnách. Některé dobře postavené běžné budovy mají vážně poškozené stěny. Slabé starší struktury se mohou zřítit
9	Destruktivní	Všeobecná panika. Mnoho slabých staveb se řítí. I dobře postavené běžné budovy utrpí velmi těžké škody: těžké poškození stěn a částečně i strukturální škody
10	Velmi destruktivní	Mnohé dobře postavené běžné budovy se řítí
11	Devastující	Většina dobře postavených běžných budov se řítí. I některé seismicky odolné budovy jsou zničeny
12	Úplně devastující	Téměř všechny budovy jsou zničeny.

3.6.6.2 Velikost zemětřesení

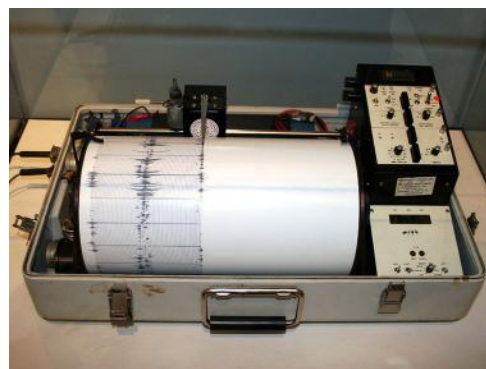
Narozdíl od intenzity zemětřesení se jedná o objektivně změřitelnou veličinou. Hodnoty jsou stanoveny na základě pozorování mikroseismických účinků zemětřesení. Tyto účinky registrují přístroje, tzv. seismografy viz obr. 3.22 a 3.23.

Seismografy tvoří horizontální a vertikální kyvadla viz obr. 3.20. Jsou to přístroje, při jejichž měření se využívá principu setrvačné hmoty. Tato hmota je umístěna tak, aby byla vzhledem k zemi co nejvíce pohyblivá. Při otřesech se snaží zůstat v klidové poloze, čímž se dostává do relativního pohybu se zbytkem seismografu, který se chvěje s okolním prostředím.



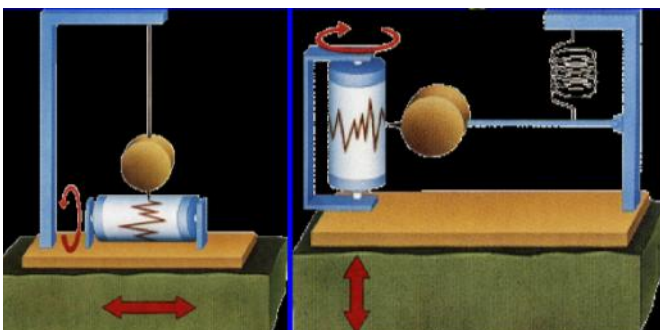
Obr. 3.22[2.13]

Nejstarší seismograf pochází z Číny z r. 132 n. l., zkonstruoval ho Čang Cheng. Autor využil poznatek, že při pohybu zemského povrchu v čase přecházejícího vlnění, musí velká hmota zůstat v klidu, čímž se rozkmitá. Jeho seismoskop, jehož průměr na spodní části byl 1,8 m, byla nádoba se 4 dračími hlavami na čtyřech světových stranách. Každý drak měl v ústech ocelovou kuličku, která byla spojená s kyvadlem uvnitř nádoby. Při chvění tato kulička vypadla a mohlo se tedy stanovit, odkud zemětřesení přichází. [2.13]



Obr. 3.23 [2.9]

Základní typ seismografu zaznamenávající velikost, sílu a průběh seismických vln.



Obr. 3.24 [2.13]

Schéma horizontálního a vertikálního seismografu se znázorněním přístrojů založených na těchto dvou typech měření seismické aktivity.

3.6.8 ZEMĚTŘESENÍ JAKO HAZARD

3.6.8.1 Základní rozdělení zemětřesných hazardů

- **primární hazardy** – velikost rizika závisí na velikosti zemětřesení, na epicentrální vzdálenosti, místních geologických a topografických podmínkách. Pohyb povrchu je charakterizován hodnotou zrychlení. Je možné změřit rychlost chvění ve vertikálním i horizontálním směru. Nejmenší riziko představují vlny typu P, které bychom mohli přirovnat k šíření zvukových impulzů. Hlavní škody způsobují horizontální a vertikální pohyby povrchu, tedy vlny typu S a oba typy povrchových vln. Největšího nebezpečí však hrozí od Loveho vln, které kmitají v horizontální rovině. Většina staveb totiž dokáže odolat určité síle vertikálního otřesu, ale v horizontálním směru může i zemětřesení o malém zrychlení způsobit velké škody. Déle trvající a ničivější pohyby jsou zaznamenávány v nepevných materiálech (půdy, písčité povrchy, souvisí i s efektem ztekucení), naopak rigidní horniny účinky otřesů zmírňují. Zrychlení povrchu akceleruje také členitý reliéf.
- **sekundární hazardy** – patří zde ztekucení půdy, svahové pohyby a vlny tsunami. Ztekucení nastane, je-li půda saturována vodou, při otřesu dojde k přetrhání kohezních vazeb mezi částicemi, tím narůstá vztaková síla vody v materiálu a celá horninová masa se začne chovat jako tekutina. K sesuvům půdy a sněhovým lavinám dochází také často při zemětřesení, zvláště v členitých hornatých oblastech. Leží-li ohnisko zemětřesení pod oceánskou hladinou, existuje nebezpečí vzniku vln tsunami.

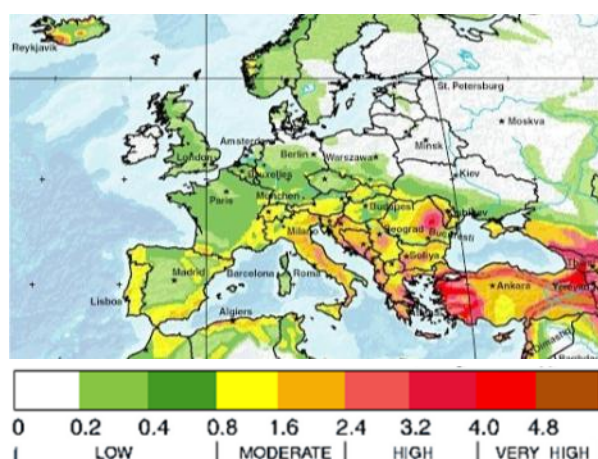
3.6.8.2 Předpověď zemětřesení

Předpověď zemětřesení je stále velmi obtížnou záležitostí. Je možné určit pravděpodobnost otřesů v určité oblasti, někdy i konkrétní rok výskytu. Předpověď však na hodinu či den je zatím téměř nereálná.

Významným nástrojem pro dlouhodobou předpověď otřesů zemského povrchu je tvorba **map seismického rizika** (tzv. seismické rajónování).

Údaje obsažené v těchto mapách udávají buď předpokládanou intenzitu otřesů, nebo pravděpodobné zrychlení zemského povrchu.

Jedná se o předvídaní projevů zemětřesení v konkrétních oblastech na základě analýzy údajů z předchozích měření.



Obr. 3.26 [2.17]

Mapa seismického rizika v Evropě

Existují i další metody, které mohou předpověď zemětřesení doplňovat nebo zpřesňovat. Mezi jinými jde o studium změn fyzikálních polí Země, především elektrického, magnetického a tíhového.

Dále sledování chemizmu podzemních vod a plynů unikajících ze země nebo registrace výškových změn zemského povrchu. Dalšími způsoby předpovídání zemětřesení může být zaznamenávání předtřesů či pozorování chování zvířat.

3.6.8.3 Ochrana před zemětřesením

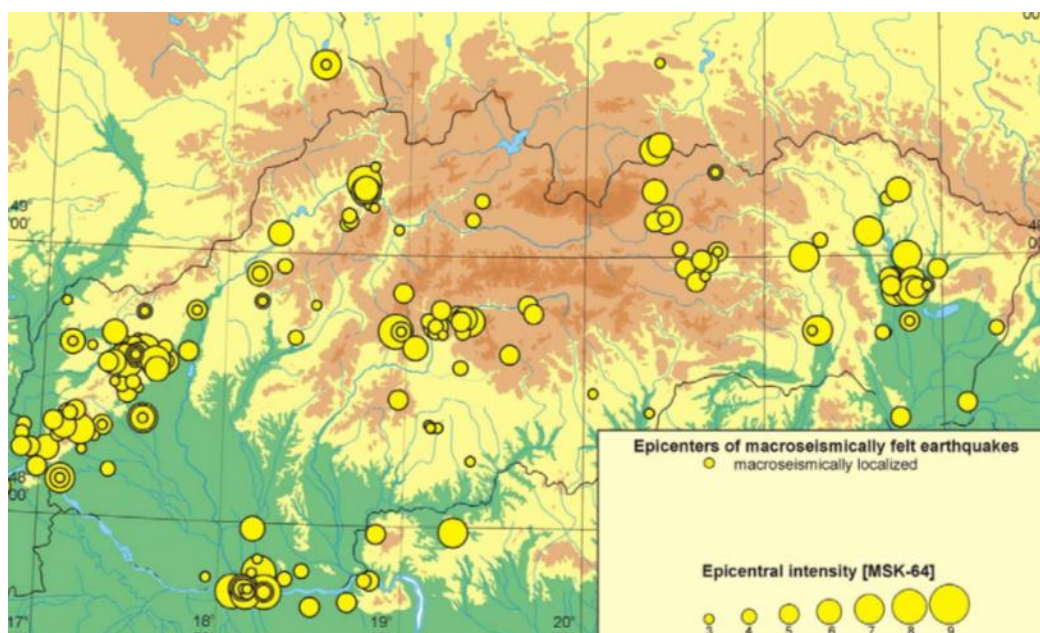
Ochrana před následky katastrofy spočívá kromě seismického rajónování i ve správném projektování stavebních prací a v zásadách stavební činnosti a předpisy v rizikových oblastech. Dle K. Smithe (2002, 144) existují tři hlavní faktory ovlivňující bezpečnost staveb:

- **použitý materiál** – cihlové či panelové konstrukce jsou při otřesech velmi zranitelné. Budovy, které obsahují ocelové jádro, jsou odolnější, protože ocel dokáže absorbovat velké množství energie otřesů.
- **tvar staveb** – zranitelné jsou jednopodlažní budovy, poněvadž reagují ihned na všechny laterální látky, zatímco u výškových konstrukcí se energie může rozkládat na větší ploše. Žádným rotačním pohybům nejsou schopny čelit asymetrické budovy. Oslabujícím prvkem je i střídání vrstev o různých pevnostech.
- **pozice stavby** – na svahu hrozí riziko sesuvu, na zlomové ploše zase riziko vertikálního pohybu povrchu.

4. ZAKLÁDÁNÍ V SEISMICKÝCH A SESUVNÝCH OBLASTECH [1.5, 1.6]

4.1 ZAKLÁDÁNÍ V SEISMICKÝCH OBLASTECH

Při zemětřesení dochází k náhlému uvolnění energie, která přetváří geologické prostředí i stavební konstrukce. Zemětřesení může být vyvoláno přírodními silami nebo umělou technickou činností. Mezi zdroje přírodních sil se řadí například pohyby zemských desek, sopečná činnost, sesuvy, propadávání stropů podzemních dutin atd. Technickými zdroji mohou být výbuchy náloží, dynamické účinky dopravy, činnosti strojů a zařízení.



Obr 4.1 [2.13]

Epicentra makroseismických účinků s vyznačením jejich intenzity na území SR

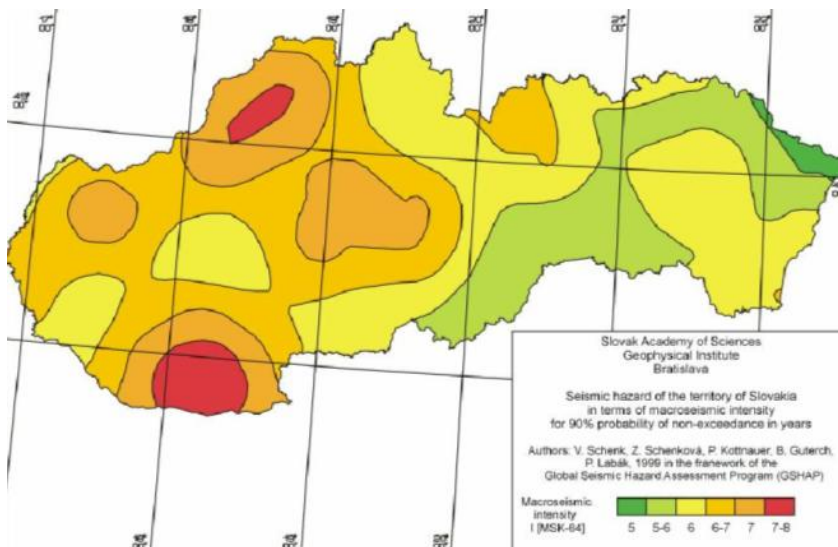
Území České i Slovenské republiky se nachází v oblasti s výskytem seismických účinků. Z tohoto důvodu je třeba se zabývat studiem vlivu seismických účinků na vlastnosti zemin.

4.1.1 INTENZITA ZEMĚTŘESENÍ

4.1.1.1 Stupnice seismické intenzity

Dříve se zemětřesení na Slovensku posuzovala podle intenzity a vyjadřovala se ve stupních M.C.S. (Mercalli, Cancani, Sieberg). V současnosti se zemětřesení posuzuje dle stupnice EMS-98 (dříve MSK-64 (Medvedev, Sponheuer, Kárník, 1964)).

Za seizmické se pokládají ty oblasti, ve kterých se projevilo zemětřesení o intenzitě minimálně 6 MSK-64. Při této intenzitě zemětřesení lidé opouští svá obydlí, v nádobách se pohybují kapaliny, z polic padají neupevněné předměty, padají volně stojící kusy nábytku, praská a opadáva omítka.



Obr 4.2 [2.13]

Makroseismické očekávání intenzity na území Slovenska

Seizmické oblasti se stupnicí makroseismické intenzity dle MSK-64 na území Slovenska jsou uvedeny na obr. 4.2.

Tyto oblasti jsou vymezené na základě historických zemětřesení, které se vyskytly na tomto území. Mají informační charakter a vychází z maximálních intenzit.

4.1.1.2 Seismické zrychlení

Tab. 4.1

Základní seizmické hodnoty zrychlení a_r pro zdrojové oblasti seizmického rizika

zdrojová oblast	základní seizmické zrychlení a_r [ms^{-2}]	poměrné zrychlení a/g
1	1,50	0,150
1a	1,25	0,120
2	1,00	0,100
2a	0,75	0,075
3	0,60	0,060
3a	0,40	0,040
4	0,30	0,030

Jednotlivé oblasti jsou charakterizované základním seizmickým zrychlením a_r . Zrychlení a_r odpovídá zemětřesení, které se může v dané oblasti vyskytnout jednou za 450 let. Konkrétní hodnoty jsou uvedeny v tabulce tab. 4.1.

Z tohoto základního seizmického zrychlení a_r se určí návrhové seizmické zrychlení a_g pro lokalitu příslušné kategorie dle hodnot uvedených v téže tabulce tab. 4.1.

Návrhové seizmické zrychlení a_g mezi sousedními oblastmi se zjednodušeně lineárně interpolují podle konkrétní vzdálenosti lokality od rozhraní oblasti, přičemž se vychází z větší návrhové hodnoty seizmického zrychlení a_{gb} .

4.1.2 VLIV ZEMĚTŘESENÍ NA VLASTNOSTI ZEMIN

Nejcitlivější na seizmicko-dynamické účinky se považují zeminy písčité. Mohou být prosedavé zejména tehdy, nejsou-li hutné. Ve štěrkovitých a písčitých zemínách pod hladinou vody působí v určité hloubce efektivní a neutrální napětí. Při dynamických účincích se zmenšuje efektivní napětí a neutrální napětí zvětšuje. Při tomto se podstatně zmenšuje či úplně ztrácí smyková pevnost a zemina se dostává do tekutého stavu viz obr. 4.3.

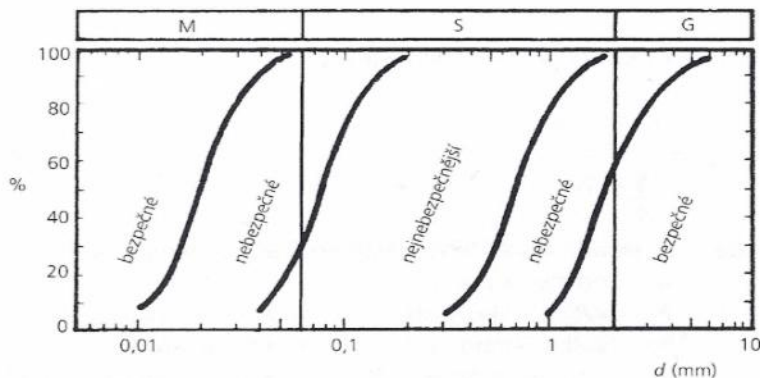
V těchto podmínkách ztrácí stabilitu i velmi lehké stavby a zabořují se do podloží. Přestanou-li působit na písčitou zeminu dynamické účinky, zvětší se její pevnost, ulehlost, ale zůstanou trvalé deformace.

Vlivem dynamických účinků při zemětřesení vzniká v zemínách smykové napětí

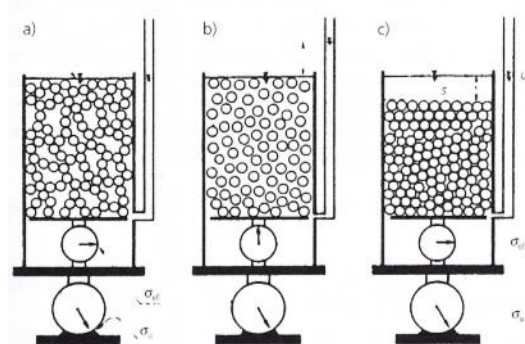
$$\tau_d = \frac{a}{g} \cdot \gamma \cdot z \tag{4.1}$$

- kde:
- a - seizmické zrychlení
 - g - gravitační zrychlení
 - γ - objemová tíha zeminy
 - z - hloubka pod povrchem

Z laboratorních zkoušek bylo zjištěno, že poměr dynamického smykového napětí τ_d a efektivního normálového napětí σ_{ef} se pro určitou zeminu může měnit v závislosti na počtu cyklů – otřesů N a velikosti smykového přetvoření γ . Tento poměr napětí nazýváme cyklické poměrné napětí.



Obr 4.4 [1.5]
Zrnitostní složení zemín z hlediska možnosti jejich ztekucení vlivem seismických účinků



Obr 4.3 Seismické ztekucení zemín [1.5]
a) před zemětřesením; b) při zemětřesení; c) po zemětřesení; σ_{eff} – efektivní napětí; σ_v – celkové napětí; u – neutrální napětí (pórový tlak vody); s – sednutí povrchu

Zrnitostní složení zemin z hlediska jejich ztekucení vlivem zemětřesení je znázorněno na obr. 4.4. Z tohoto obrázku je patrné, že písčité zeminy se řadí mezi nejnebezpečnější zeminy. Naproti tomu jílovité zeminy lze pokládat za bezpečné.

Soudržnost jílu v dynamických podmínkách může i několikanásobně převyšovat soudržnost zjištěnou na základě statických zkoušek, přičemž úhel vnitřního tření se prakticky nemění.

4.1.3 SEISMICKÉ ZATÍŽENÍ STAVEB

Dle ČSN EN 1998-1 (Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení) stavby, které jsou vystaveny seismickým účinkům, je třeba navrhout tak, aby vzdorovaly bezpečně seismickým silám ve směru, v němž mohou působit.

V seismických oblastech s intenzitou 6° MSK-64 a méně není třeba uvažovat účinek od zemětřesení, v případě že se nejedná o stavbu zvláště důležitou.

Při výpočtu konstrukcí na seismické účinky se tyto účinky uvažují jako nahodilá mimořádná zatížení. Seismické síly zemětřesení jsou uvažovány jako statické a jejich účinek na konstrukci je ekvivalentní dynamickému účinku zemětřesení.

Při výpočtu se zpravidla uvažují pouze vodorovné seismické síly a konstrukce musí být odolné proti jejich působení v libovolném půdorysném směru.

Absolutní ochrana staveb proti seismickým účinkům prakticky není možná. Avšak konstrukce musejí být odolné proti seismickým zatížením, které se mohou vyskytnout za jejich životnosti. Nesmí dojít k poškození nosné části konstrukce, připouštějí se pouze drobné škody na omítkách či výplňovém zdivu. Tato poškození však zároveň nesmějí být příčinou vzniku požárů, úniku plynů, kapalin z potrubí atd. Ke zřícení konstrukce nesmí dojít ani při výjimečně se vyskytujícím zemětřesení s velmi dlouhým časem opakování.

V našich poměrech je třeba počítat se seismickými účinky v oblastech o intenzitě 6° až 9° MCS-64 (podle ČSN 730036), resp. 7° až 9° MSK-64 (podle STN 730036).

Jako příznivé z hlediska zakládání staveb se jeví zdravé a pevné skalní horniny, hutné nesoudržné zeminy, pevné až tvrdé soudržné zeminy, staveniště, která mají hluboko hladinu podzemní vody a jsou co nejvíce vzdálená od mladých tektonických linií. Všechny jmenované podmínky snižují intenzitu zemětřesení.

Mezi nepříznivé podmínky můžeme zařadit staveniště, která se nachází přímo v epicentru zemětřesení a tvoří-li základovou půdu středně hutné nesoudržné zeminy nebo měkké až tuhé jemnozrné zeminy, nachází-li se hladina podzemní vody ve větší hloubce než šířka základu pod základovou spárou. K velmi nepříznivým podmínkám zakládání v seismických oblastech řadíme strmé a vysoké svahy, sesuvná nebo báňskou činností porušená území, staveniště blízko tektonických poruch nebo s hladinou podzemní vody v menší hloubce, než je šířka základu se základovou půdou tvořenou kyprými, nesourodými zeminami, případně senzitivními jíly.

4.1.4 VHODNÉ POSTUPY ZAKLÁDÁNÍ

V seismických oblastech je třeba věnovat velkou pozornost stavebním konstrukcím, jejichž prvky tvoří příčně, podélně, horizontálně i vertikálně tuhý celek. Konstrukce by měla být souměrná s oblými nebo pravouhlými tvary. Je nutno se vyhýbat složitým prostorovým a staticky mnohokrát neurčitým soustavám, vyčnívajícím ozdobným prvkům, těžkým obkladům atd. Tyto konstrukce by měly mít přiměřenou poddajnost a účelné rozdělení anti-seismickými spárami. Důležité je taktéž nezapomenout na vhodné úpravy inženýrských sítí.

Základové konstrukce musí být schopny přenést vodorovné seismické síly a jim odpovídající smyková napětí. Při navrhování základových konstrukcí je třeba respektovat i změny vlastností zemin vlivem seismických účinků. Základové konstrukce v oblastech 7° až 9° MSK-64 musí tvořit souvislý rošt či železobetonovou desku, základová půda musí být stejnorodá nebo s uměle zlepšenými vlastnostmi. Hloubka založení všech částí stavby by měla být přibližně stejná. Hlubinné základy mohou být pouze svislé, musí spolehlivě přenášet vodorovné síly. Spojení hlubinných základů s nosnou konstrukcí musí být dokonalé.

4.2 ZAKLÁDÁNÍ V SESUVNÝCH OBLASTECH

Na území dnešní Slovenské republiky zabírají nestabilní svahy, které byly v minulosti porušeny, přibližně 3% z její celkové plochy (A. Nemčok, 1982). V České republice je jejich rozsah menší, zabírají přibližně 1% území.

Sesuvy půdy ohrožují stavební objekty, ale především životy lidí. Sesuvy se aktivizují především v čase intenzivních srážek. Poměrně často se sesouvají svahy v blízkosti vodních toků, nádrží či dopravních komunikací.

Chceme-li však tato území využít jako budoucí staveniště je třeba jim věnovat speciální pozornost. Především se musí lokalizovat kluzné plochy, prozkoumat podmínky stability území a navrhnout vhodný postup zakládání objektů.

4.2.1 LOKALIZACE KLUZNÝCH PLOCH

Stabilita staveniště nacházejícího se na svahu může být téměř ve všech případech ohrožena sesuvem. Jedná-li se o lokality, které nebyly v minulosti porušeny, je nutno zaměřit pozornost na vymezení a charakterizování oslabených zón, ve kterých dosahují zeminy nejmenších hodnot smykových pevností, zvětšené hodnoty vlhkosti a zmenšených hodnot objemových tíh.

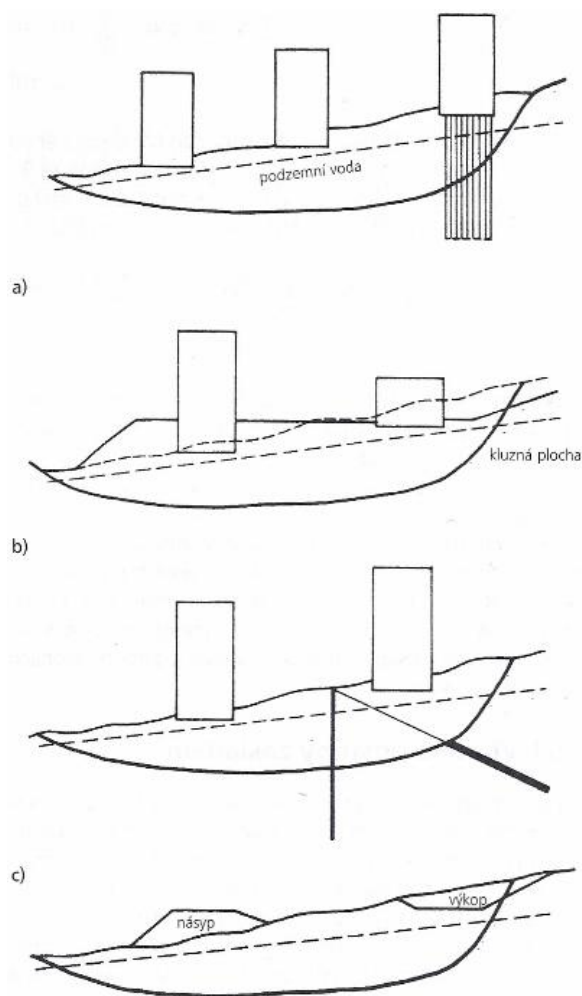
Z tohoto důvodu se na průzkum staveniště na svahu využívají radiometrické a penetrační metody. Vytváří-li oslabené zóny souvislé linie, lze předpokládat, že v případě porušení stability území budou kluzné plochy procházet přes tyto linie.

Území na svazích se mohou sesunout po kontaktních vrstvách důsledku zemětřesení, anebo v důsledku zmenšení tření při působení srážek. K nejnebezpečnějším se řadí území, kde hladký povrch skalního podkladu pokrývají vrstvy soudržných nebo písčitých zemin.

Porušené svahy jsou charakteristické nerovnoměrným rozdělením a velkým rozsahem objemových tíh a vlhkostí zemin.

Po dobu, kdy se do nestabilních území dostává množství vody, nepříznivě působí na stabilitu vztlakem, tlakem a proudovými účinky. Parametry pohybu podzemní vody se vyznačují velkou variabilitou. Hloubkové závislosti filtračních rychlostí dosahují zvýšených maximálních hodnot právě v blízkosti smykových ploch, které se ve svých dilatačních úsecích vyznačují drenážními účinky.

4.2.2 VHODNÉ POSTUPY ZAKLÁDÁNÍ



Obr 4.6 [1.5]

Vhodné postupy zakládání a vedení komunikací na sesuvném území

- plošné a hlubinné základy na nestabilním území
- plošné základy na upraveném území
- plošné základy na území s pilotovou stěnou
- vedení dopravních komunikací

Nejdůležitější zásada při výstavbě na sesuvných svazích je zlepšení podmínek pro stabilitu území. Nevyhnutelným podkladem je průběh smykové plochy či oslabených zón. Vhodné postupy zakládání jsou schematicky znázorněny na obr. 4.6.

V případě obr. 4.6 (a) se jedná o území, které není jako celek stabilizované žádným technickým opatřením. Plošné založení objektů se nachází v místech, kde je přibližně vodorovná smyková plocha či smyková plocha skloněná ve směru proti pohybu svahu, zvyšuje stabilitu území zvětšením tření na kluzné ploše. Hloubkové založení objektu v místě nejcitlivějším, nezvětší rušící účinky, jestliže se zatížení spolehlivě přenesou do stabilní polohy pod smykovou plochou.

V případě obr. 4.6 (b) je nutné zvýšit stabilitu území úpravami terénu. Mezi nejvhodnější postup patří výstavba vyššího objektu v dolní části území, terénní úpravy, výstavba lehčího objektu v horní části území na plošných základech, těžší objekt je třeba založit hloubkově.

Dle obrázku 4.6 (c) se předpokládají plošně založené stavby na území stabilizovaném kotvenou pilotovou stěnou. Případný objekt v horní části území by bylo třeba založit plošně až po zakotvení stěny.

Na posledním obrázku 4.6 (d) je znázorněno řešení problému stability dopravních komunikací procházející přes sesuvné území. Jako nejjednodušší možnost se jeví upravit trasu komunikace tak, aby vedla přes sesuvné území v násypu (v dolní části) nebo ve výkopu (v horní části). Jedná se tedy o zvýšení stability území úpravami terénu. V případě nevyhnutelného vedení komunikací v horní části nestabilního území nad povrchem terénu, mohlo by se uvažovat o násypu opřené o pilotovou stěnu nebo o přemostění sesuvného území.

Souhrnně lze pro výstavbu v nestabilních svazích doporučit dle J. Malgota a kol. (1978) tyto obecně platné zásady:

- realizovat preventivní stabilizační opatření tak, aby se svah dále neporušoval
- situovat výstavbu tak, aby se těžší objekty nacházely v pasivní části území
- úpravy terénu navrhovat a realizovat tak, aby se materiál přemísťoval po svahu a zvyšoval jeho stabilitu. Důležité je neztěžovat zatížení v aktivních částech nestabilizovaného území.
- v projektech organizace výstavby zabezpečit a realizovat takový postup, aby výstavba začínala zásahy, které zvyšují stabilitu území

5. METODY ZAJIŠTĚNÍ STABILITY SVAHU

[2.26, 2.27, 2.28, 2.29, 1.7, 1.8, 1.9, 2.25, 2.19, 1.11]

Zajištění stability konkrétního svahu je ryze individuální záležitost. Správnost vhodné volby sanace svahu závisí na mnoha faktorech, které je nutné posoudit a to jak dílčím způsobem, tak zahrnutím do celkového náhledu na sanaci svahu.

Častým doporučením je navrhnout více variant celkového řešení stabilizace svahu a poté zvolit nejvýhodnější variantu. Kritéria pro výběr vhodného postupu mohou například být:

- náklady na realizaci zajištění stability svahu
- ekologické hledisko zásahu sanačních opatření na ráz krajiny
- životnost dílčích technologií použitých v projektu sanace včetně jejich údržby v čase
- střet zájmů s majiteli okolních a jinak dotčených pozemků (např. vyschnutí studny)
- realizační schopnosti zhotovitelů

Všechny navrhované varianty zajištění stability svahu by měly být prokázány jak statickými výpočty dílčích konstrukcí, tak také výpočty stability. U všech provedených výpočtů by měla být vyhodnocena účinnost jednotlivých navrhovaných postupů.

Velkou významnost je nutné přisoudit správnému postupu při provádění jednotlivých technologických kroků prováděné sanace. V první fázi by mělo být provedeno odvodnění svahu a to jak povrchové, tak i podpovrchové. Poté mohou následovat další postupy zvolené varianty sanace.

Z celkového hlediska postupu zajištění stability svahu lze jednotlivé metody dle jejich principu a způsobu realizace rozdělit do následujících kategorií:

- odvodnění svahu
- protierozní ochrana svahu
- zpevňování zemin
- úprava tvaru svahu
- technická stabilizační opatření
- zvláštní opatření

5.1 ODVODNĚNÍ SVAHU

Jak již bylo popsáno v kapitole 2 hydrogeologické poměry mají zásadní vliv na stabilitu svahů, respektive jejich odvodnění je jedním z nejdůležitějších prvků sanace.

Odvodněním svahu dojde ke snížení aktivních sil působících na smykovou plochu svahu (síly způsobující sesuv) o tlak vody a tím ke zvýšení stupně stability svahu.

Ze sesuvného území je třeba odvádět povrchovou i podpovrchovou vodu, a to pokud možno co nejkratší cestou.

5.1.1 POVRCHOVÉ ODVODNĚNÍ SVAHU

Srážková a povrchová voda má tendenci pronikat dovnitř sesuvu vsakováním nebo prostřednictvím trhlin v odlučné oblasti sesuvu, kde může působit jako faktor snižující stabilitu svahu. Tomuto negativnímu jevu je třeba zabránit vybudováním povrchového odvodnění.

Nejpoužívanější způsoby povrchového odvodnění svahů jsou:

- prosté rýhy po spádnici – jedná se o nejrychlejší sanační opatření pro odvod povrchové vody
- vodotěsné příkopy, rigoly s protierozní ochranou (např. betonové tvárnice). Podmínkou je dodržení minimálního podélného sklonu příkopu. V případě velkého podélného sklonu je vhodné příkop doplnit o prvky zpomalující rychlost vody viz obr. 5.1. Jedná se o trvalé sanační opatření pro odvod povrchové vody, které je vhodné provést i v místech mimo sesuv, čímž předcházíme vzniku dalších sesuvů půdy.



Obr. 5.1 [2.18]

Povrchové odvodnění svahu se zasakovacím vrtem a prvky pro zpomalování rychlosti vody

Povrchové odvodnění by mělo být provedeno tak, aby bylo odolné menším deformacím v případě sesouvání a zachovalo si těsnost (např. pomocí nepropustných fólií). Každé povrchové odvodnění je třeba zaústit do povrchové vodoteče, otevřených příkopů anebo dostatečně kapacitní stávající kanalizace. Odvodňovací zařízení je nutné pravidelně kontrolovat a udržovat.

5.1.2 HLOUBKOVÉ ODVODNĚNÍ SVAHU

Při hloubkovém odvedení vody dojde ke snížení vztlaku na smykové ploše, omezení působení vodního a urychlení působení pórového tlaku.

Metody pro hloubkové odvodnění svahů

- **čerpání vody z vrtů či studní** – nepoužívá se jako definitivní sanační prvek, jelikož dlouhodobé čerpání je velice nákladné
- **horizontální odvodňovací vrty (HOV)** – rychlý a poměrně levný způsob odvodnění základové půdy ve svahu.

5.1.2.1 Horizontální odvodňovací vrty

V praxi se používají krátké HOV, u kterých se perforované trubky do svahu zarážejí, nebo dlouhé HOV, u kterých se perforované trubky osazují do vrtu.

U dlouhých HOV se jedná o technologii vrtání (rotační vrtání frézovými dláty, šnekové vrtání) maloprofilových vrtů (přibližně \varnothing 150 mm) v mírně dovrchním úklonu (obvykle 2° až 4°). Nejčastěji se tyto vrty provádí v patě svahu. Poté se tyto vrty vystrojí ocelovými výpažnicemi, které během vrtání plní také funkci pažení vrtu. Lze použít i dodatečné vystrojení PVC nebo PE výpažnicí. PVC a PE trubky jsou levnější, mají delší životnost a jsou odolnější vůči korozi, ale zároveň jsou méně odolné vůči deformacím neuklidněného sesuvu. V místech, kde by mohlo docházet ke zpětnému vsakování vody z vrtu a u ústí vrtu nad HPV, se pažnice neperforují.



Obr. 5.2 [2.4]
Vedení horizontálních odvodňovacích vrtů do studny

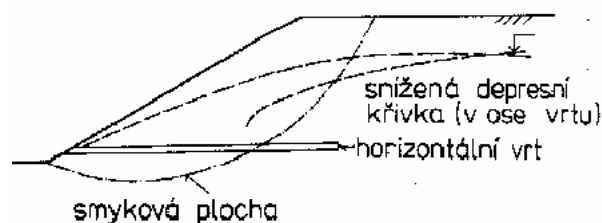
Voda z HOV je odváděna do studny vybudované u ústí vrtu (výhodné je tedy vějířovité uspořádání HOV). Z této studny je voda následně svedena do povrchového toku pomocí dalšího HOV, žebry, kanalizací a podobně.

Při větších mrazech a vydatnosti HOV menší než 8 l/min je nutné zabezpečit zhlaví vrtu proti zamrznutí. Zamrznutá zhlaví a HOV působí negativně na stabilitu svahu, jelikož dochází k hromadění vody za zamrzlou zátkou.

Zhlaví musí být umístěno tak, aby HOV bylo možno proplachovat tlakovou vodou (zabráníme jejich zanesení a tím snížení jejich funkčnosti) a také aby bylo možné měřit množství vytékající vody.

Horizontální odvodňovací vrty mohou dosahovat délek až okolo 200 m, přičemž obecně nevýhodou HOV je nejisté dosažení kritické zvodnělé oblasti.

Vhodné je, kombinuje-li se HOV se svislými drenážními prvky (štěrkové piloty nebo podzemní stěny vyplněné štěrkem), protože v případě, kdy není jistota dostatečné propustnosti ve svislém směru, mohou v místech nad HOV zůstat zvodnělé oblasti. Voda na bázi svislého drenážního prvku musí být odvedena horizontálně tak, aby nemohlo dojít k vytvoření zvodnělých propustných a neodvodněných zón, jež by sesuv dlouhodobě zásobovaly vodou.



Obr. 5.3 [2.19]
Zvýšení stability odvodňovacími vrty

5.1.2.2 Drenážní žebra

Jedná se o rýhu vykopanou po spádnicí do nezámrazné hloubky, která je vyplněna štěrkem. Tato rýha může být chráněna proti zanášení geotextilií a na jejím dně může být umístěno jedno či více drenážních potrubí viz obr. 5.4. Vzdálenost jednotlivých žebor závisí na požadovaném drenážním účinku a na stabilitním výpočtu. Hloubka žebor závisí na použité technologii a nutnosti pažení stěn výkopu.



Obr. 5.4 [2.20]
Provedená drenážní žebra.

5.1.2.3 Drenážní štoly



Obr. 5.5 [2.21]
Schématický řez odvodnění oblasti sesuvu s využitím štoly se záústěnými drenážními vrty.

Na území ČR a SR se drenážní štoly používají jen výjimečně díky jejich vysoké ceně, pracnosti a riziku závalu štoly o velkém průměru. Odvodňovací štoly se používají také v kombinaci s odvodňovacími vrty různých úklonů. Jejich uplatnění je především u hlubokých sesuvů o délkách větších jak 200 m.

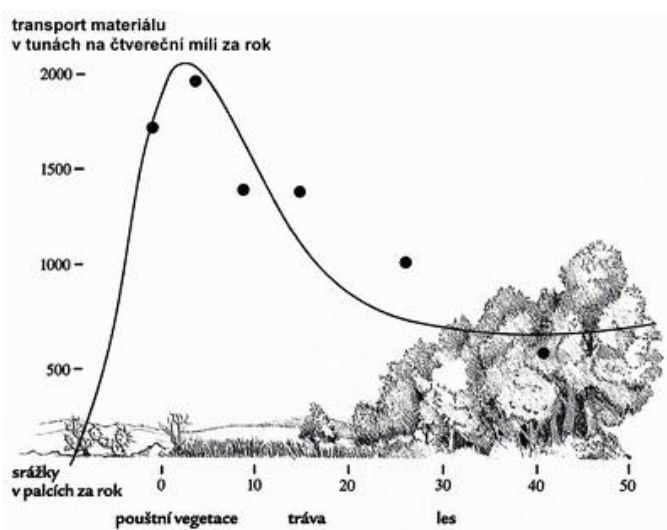
5.2 PROTIEROZNÍ OCHRANA SVAHU



Obr. 5.6 [2.22]
Typický příklad svahu bez jakékoli technické podpory

Eroze může narušit vnitřní strukturu zemních těles (působí tedy na kompaktnost), stabilitu a vzhled povrchů zemních těles, může tedy významně snižovat funkčnost staveb či dokonce jejich únosnost.

Z těchto důvodů je třeba při navrhování konstrukcí specifikovat erozní riziko (například sestavením erozního modelu) a stanovit nutnou míru ochrany. Následně zvolit technologii protierozního zabezpečení a případně navrhnout vhodné protierozní materiály.



Obr. 5.7 [2.23]
Odnos horninových hmot v různých typech krajiny

Protierozní opatření slouží především k neškodnému odvedení povrchových vod ze zájmového území, ke zpomalení povrchového odtoku, k zachycení smyté zeminy, k ochraně stavebních objektů před škodlivým povrchovým odtokem a smytou zeminou či ke snížení účinku větru. Protierozní ochrana se používá zpravidla až po uklidnění sesuvných pohybů.

Na obr. 5.7 jsou pro příkladné znázornění uvedeny hodnoty transportu materiálu v tunách na jednu čtvereční míli za rok v odlišných vegetačních oblastech.

Snížení vlivu eroze lze dosáhnout následujícími způsoby protierozních opatření:

- návrhové, geometrické
- povrchové

5.2.1 NÁVRHOVÁ, GEOMETRICKÁ OPATŘENÍ

Pozemkové úpravy, navržení optimálního tvaru, sklonu a rozměrů svahu. Vhodné umístění teras, příkopů, protierozních cest atd.

5.2.2 POVRCHOVÁ OPATŘENÍ

Povrchové protierozní ochrany svahu lze primárně dělit do tří kategorií a to buďto vegetační úpravy, dále mohou být využity zatravnovací tvárnice popř. další prvky z betonu či kamene a poslední kategorií jsou v dnešní době hojně užívané syntetické produkty.

5.2.2.1 Vegetace, hydroseiv

Vegetace snižuje rychlost proudění vody na svahu, chrání půdu před přímým účinkem dešťových kapek, kořeny povrch svahu zpevňují a zároveň z něj odsávají vodu a mění tak jeho vodní režim. Vyšší rostliny mohou fungovat také jako větrolam. Jedná se o přirozenou protierozní ochranu. Toto opatření je účinné v případě mělkých plošných sesuvů, kde je hloubka smykové plochy malá. Nevýhodou je doba nutná pro ujetí vegetace (zakořenění). Během této doby mohou způsobit silné deště a dojít k vyplavení rostlin, zejména na strmých svazích. V případě návrhu sanačního opatření dřevinami je vhodné vybírat ty, s velkou spotřebou vody a větším výparem.

Jak již bylo uvedeno, vegetační pokryv má také vliv na vodní režim, proto je nutné upozornit, na omezení kácení velkých ploch zalesněných svahů, které by mohlo způsobit sesuv.

5.2.2.2 Pláště ze stříkaného betonu, zatravnňovací tvárnice, další betonové prvky

Nevýhodou tohoto způsobu protierozní ochrany velká plocha betonu, která nepůsobí příliš esteticky a nezapadá do krajiny.

5.2.2.3 Syntetické produkty

Jedná se o finančně výhodnější variantu než je tomu u konvenčních metod řešení protierozní ochrany (např. zatravnňovací tvárnice, obklad kameny či stříkaný beton). V praxi se často využívá kombinace těchto syntetických materiálů s osázením vegetací. Protierozní syntetika jsou vhodná pro strmé svahy, svahy s vyztuženou zeminou, zemními kotvami nebo kotevními hřeby.

Na trhu se syntetickými produkty pro protierozní ochranu svahu je v dnešní době celá řada výrobců, jejichž výrobky (např. geotextilie, rohože, 3D rohože, geobuňky a jiné) se mohou dále dělit dle následujících parametrů:

- účinnost materiálu (technologie)
- typ ochrany v rámci zvolené technologie
- životnost zvolené ochrany

Dle ČSN EN ISO 10318 je geosyntetikum druhový termín popisující výrobek, u něhož alespoň jedna složka je vyrobená ze syntetického nebo přírodního polymeru ve formě pásu, pásu nebo trojrozměrné struktury, použitý ve styku se zeminou a/nebo jinými materiály při zemních a stavebních pracích.

Účinnost geosyntetik je dána:

- mírou ukotvení
- vhodným výběrem travní směsi
- dostatečným vzrůstem vegetace
- dodržením technologického postupu

Hlavní výhodou trvalých georohoží ve srovnání s dočasnou ochranou je, že tyto přímo spolupracují s travním porostem (kořeny jsou chráněny geosyntetikem) a nepodléhají biologické degradaci (plní svoji funkci po celou dobu životnosti konstrukce).



Obr. 5.7 [2.24]
Opatření svahu geotextilií

V následující tabulce tab. 5.1 je uveden orientační návod při návrhu protierozní ochrany z hlediska správného výběru materiálu na konkrétních podmínkách.

Tab. 5.1 Orientační návod pro návrh geosyntetické či obdobné protierozní ochrany [2.25]

dočasná ochrana	kokos			
trvalá ochrana	georohož			
	vyztužená georohož			
			geobuňky	
	občasně smáčené, stojaté vody	trvale smáčené, mírně tekoucí vody	trvale smáčené, středně tekoucí vody	trvale smáčené, rychle tekoucí vody

5.3 ZPEVNĚVÁNÍ ZEMIN

Metodou zpevnování zemin lze zvyšovat smykovou pevnost zemin, a tím i růst pasivních sil, bránících sesouvání zeminy po svahu. Využití metod zpevnování zemin je na místě v případech, kdy metody povrchového a podpovrchového odvodnění jsou málo účinné.

Metody zpevnování zemin se pro sanaci sesuvu používají zřídka, proto budou dále popsány pouze základní principy jednotlivých metod.

5.3.1 ELEKTROOSMOTICKÉ ODVODNĚNÍ

Tento způsob odvodnění se svým účinkem podobá klasickému gravitačnímu hloubkovému odvodnění. Voda v zemině se pohybuje účinkem elektrického pole, které je vytvořeno mezi katodou a anodou umístěnou v zemině.

5.3.2 TERMICKÉ ZPEVNĚNÍ ZEMIN

Tzv. vypalování půdy se používá pro zvýšení pevnosti spraší a jíílů. Princip spočívá na fyzikálně mechanických přeměnách vlastností a složení zemin po jejich zahřátí proudem horkých plynů, zaváděných do svislých, šikmých nebo i horizontálních vrtů.

5.3.3 INJEKTÁŽ CEMENTOVOU MALTOU

Principem metody je tlakové vhánění cementové malty do vrtu, kde dojde k vytlačení vody z pórů a puklin v zemině a jejich zaplnění maltou. V minulosti se používala injektáž pro sanaci sesuvu pouze v místě smykové plochy, kde zvyšovala pevnost zemin. Dnes se od toho opouští, protože injekční tlaky v blízkosti smykové plochy zvyšují pórové tlaky a v kombinaci s dosud nezatuhlým cementem krátkodobě způsobují významné zhoršení stability svahu.

5.3.4 ZMRAZOVÁNÍ

Jedná se o energicky velmi náročnou a tedy i méně častou metodou zpevnování zvodnělých zemin. Při zmrazování se okolí v oblasti sesuvu pokryje jehlami, ve kterých cirkuluje chladicí médium (solanka, kapalný dusík).

5.4 ÚPRAVA TVARU SVAHU

Mezi možné metody úpravy tvaru svahu lze z hlediska zajištění jeho stability zařadit následující možnosti:

- přitížení paty svahu násypem (kontrabanketem)
- odlehčení horní části svahu odřezem

Existují případy, kdy se uplatní oba způsoby najednou, tzn. přesun hmoty z odlučného území v místě očekávaného sesuvu do oblasti akumulární. Dalším možným způsobem je zmírnění sklonu svahu.

Tyto metody úpravy tvaru svahu zásadním způsobem mění rozložení napjatostních poměrů ve svahu. Dochází ke zvětšení pasivních účinků sil v akumulární části sesuvu a ke snížení jejich aktivních účinků v odlučné části.

Tyto metody zajištění stability svahu jsou výhodné pro svou jednoduchost a nízkou náročnost na mechanizaci při provádění. Nevýhodou je značný objem přesunu hmot, široký půdorysný záběr a použitelnost pouze ve specifických případech.

5.5 TECHNICKÁ STABILIZAČNÍ OPATŘENÍ

Technickým stabilizačním opatřením rozumíme zabudování umělých, nosných a zpevňujících prvků, kterými zvyšujeme stupeň stability svahu.

Stabilizační prvky představují pasivní sílu, která vzdoruje aktivním silám na smykové ploše či zvyšuje tuhost sesouvající se zeminy.

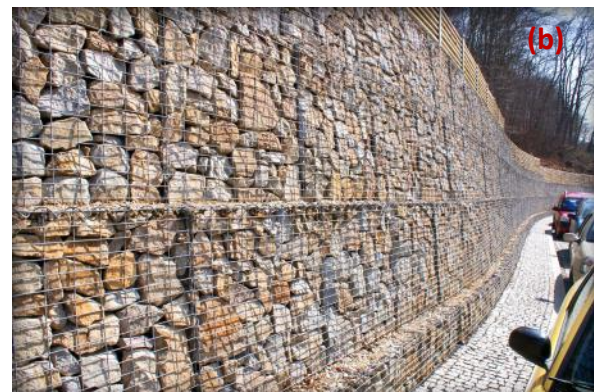
Jedná se o definitivní sanaci sesuvů pomocí zárubních a opěrných zdí, pilotových a jiných podzemních stěn, kotev a svorníků. Tyto prvky však používáme nejčastěji pro sanaci menších sesuvů (přibližně do 10^5 m^3) po mělkých smykových plochách (cca 3 – 5 m) a obvykle se kombinují s odvodněním.

Mezi nejpoužívanější prvky technického stabilizačního opatření patří:

- zárubní a opěrné zdi
- stěny z velkopřůměrových pilot
- stěny z mikropilot
- štětové stěny
- zemní hřebíky
- zemní kotvy
- zvláštní opatření
- kombinace jednotlivých prvků

5.5.1 ZÁRUBNÍ A OPĚRNÉ ZDI

Těmito konstrukcemi zabezpečujeme čelo sesuvu a svahy zářezů nad komunikacemi a zástavbou tehdy, není-li možné upravit je do stabilních sklonů. Zárubní stěna slouží jako konstrukční zajištění např. násypu ve stísněných poměrech. Naproti tomu opěrná stěna slouží spíše pro ochranu stavebního díla, například před možným sesuvem. Oba typy těchto zdí se mohou navrhovat jako prosté gravitační (masivní zdi o velké tloušťce), jako nízké zdi, které bývají oporou jílovitých svahů nebo mohou být založeny na pilotách či jako kotvené zdi. Zárubní a opěrné zdi se mohou navrhovat betonové, vyskládané z kamene, gabionové nebo jako konstrukce z vyztužené zeminy.



Obr. 5.8

Možné způsoby provedení opěrných a zárubních zdí

- a) *betonová opěrná/zárubní zeď [2.30]*
- b) *opěrná zeď z gabionů [2.31]*
- c) *opěrná zeď z kamene [2.32]*

Vyztužené zeminové konstrukce jsou oproti klasickým betonovým stěnám ekonomičtější, mají menší nároky na únosnost základové půdy a minimalizují zábor půdy pro stavbu, jsou ekologicky přijatelnější a estetičtější.

Stěny z kamene a gabionové konstrukce jsou samy o sobě propustné, není tedy třeba budovat podélné a příčné drenáže, jako je tomu u betonových konstrukcí. Jedná se o ekologické řešení, které zapadá do terénu a nenarušuje přírodní dojem.

5.5.2 STĚNY Z VELKOPRŮMĚROVÝCH PILOT

Technologie provádění pilot je závislá na geologických podmínkách v okolí sesuvu. V mnoha případech pilotové stěny plní dvojí účel. Mohou nahrazovat použití zárubních zdí a také sahají-li dostatečně hluboko pod smykovou plochu, zabraňují sesouvání zeminy (díky jejich značné pevnosti proti ohybu). Ve výjimečných případech lze velkopřůměrovými pilotami sanovat i sesuvy se smykovou plochou v hloubce větší jak 10 m.

Pro konstrukci pilotových stěn v sesuvných oblastech se používají výhradně piloty typu “replacement”, což jsou piloty vrtané. Jiné typy pilot (displacement) se pro tyto účely nepoužívají.

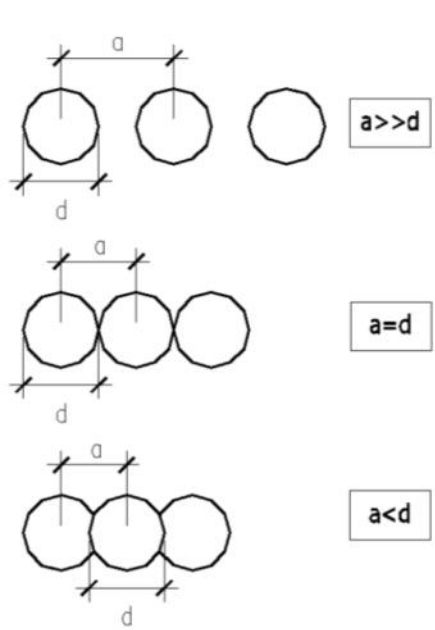


Schéma 5.1 [1.10]

Typy pilotových stěn dle vzájemné osové vzdálenosti

Velkopřůměrové piloty jsou betonované a armované do připraveného vrtu s příčným rozměrem od 0,6 m do asi 3,0 m. Hlavy pilot se spojují betonovým trámecem (převázkou), který umožní spolupůsobení pilot.

Vetknuté piloty mají malou schopnost odporovat smykovým silám, proto zvětšujeme jejich únosnost tím, že jejich hlavy kotvíme táhly do horniny.

Podle vzájemné osové vzdálenosti pilot (a) a podle jejich průměru (d) rozlišuje pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností pilot, kde osová vzdálenost pilot je větší než průměr pilot ($a > d$) – není nutné provádět odvodnění, dále pilotové stěny tangenciální, u kterých osová vzdálenost pilot je téměř rovna průměru pilot ($a = d$) a pilotové stěny převrtávané s osovou vzdáleností pilot menší než průměr pilot ($a < d$) – je nutné vytvořit odvodnění.

Nevýhodou stěn z velkopřůměrových pilot je jejich vysoká cena, nutnost nasazení těžké soupravy a budování dočasných zpevněných komunikací.

Podle volné výšky rozlišujeme pilotové stěny na:

- volně stojící (nejsou kotveny nebo rozepřeny)
- kotvené, popř. zcela rozepřené, v jedné nebo více úrovních

Provádění pilotových stěn, kontrola a supervize nad jejich realizací se provádí podle evropské normy ČSN EN 1536: Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty.

Volně stojící pilotové stěny je možné použít při volné výšce (H) menší než pět až šest metrů ($H < 5$ až 6 m). Platí, že s rostoucí výškou (H) roste vodorovná deformace pilotových stěn i požadavek na hloubku jejich vetknutí pod dno výkopu. Při větší volné výšce se při provádění pilotových stěn používá kotvení či rozepření.

5.5.2.1 Vrtané piloty

Vrtané piloty jsou nejrozšířenější prvky hlubinného zakládání.

Vrty pro piloty se provádí technologií rotačně náběrového vrtání za sucha, drapákového hloubení a vrtáním průběžným šnekem.

Mezi hlavní vrtné nástroje patří vrtné hrnce (tzv. šapy), spirály, korunky, mechanické nebo hydraulické drapáky.



Obr. 5.10

Vrtaná pilota pažená ocelovou pažnicí [2.33]

V zeminách stabilních není třeba vrt pažit, v ostatních případech je třeba stěny vrtu pažit vždy. Pažení vrtů se provádí ocelovými jednoplášťovými rourami, spojovatelnými ocelovými pažnicemi či jílovou pažící suspenzí.

Po vyvrtání a vyčištění pažených a suchých vrtů se osazuje armokoš. Po osazení armokoše se provede betonáž piloty pomocí usměrňovací roury.

U vrtů, jejichž stěny jsou paženy jílovou suspenzí se provádí betonáž usměrňovací rourou pod touto suspenzí. Po vyplnění vrtu betonem je následně osazen armokoš.

Piloty prováděné vrtáním pomocí průběžného šneku se betonují ode dna vrtu rourou, která je umístěna v těle šneku. Poté se provede osazení vrtu armokošem.

Po zatvrdnutí betonu se část hlavy piloty odbourá (znečištěný beton zeminou či jílovou suspenzí) a nahradí se betonem kvalitnějším.

5.5.3 ŠTĚTOVÉ STĚNY

Tato metoda je méně používaná vzhledem k maximální výšce štětovnice 3,5 m (menší odpor konstrukce). Ocelové štětové stěny se navrhují spíše k rychlé stabilizaci menších sesuvů. Nevýhodou je, že ocelová stěna přenáší účinky mrazu hlouběji do sesuvu, proto je nutné chránit stěnu přísypem. Jako u pilotových stěn (kde $a=d$ nebo $a<d$, viz schéma 5.1) i zde je třeba provést odvodnění.



Obr. 5.11 [2.34]
Štětovnicová stěna



Obr. 5.12 [2.34]
Provádění štětovnicové stěny v terénu

5.5.4 MIKROPILOTY

Používají se pouze u sesuvů s mělkou smykovou plochou. Běžné mikropiloty obvykle nevyhoví na ohyb při hloubce smykové plochy větší jak 3 až 4 m pod terénem. Z mikropilot lze tvořit podzemní stěny tak, že hlavy mikropilot se spojí betonovým trámcem a přikotví se. Je-li potřeba zvýšit tuhost této stěny, lze navrhnout mikropilotovou stěnu jako dvojitou.

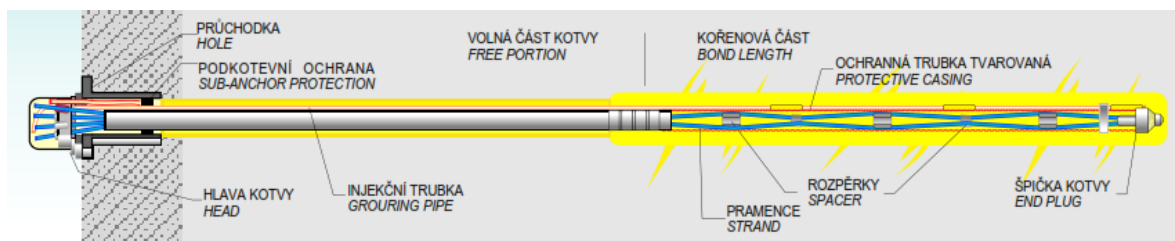
5.5.5 ZEMNÍ KOTVY

Využití zemních kotev při stabilizaci sesuvů je při kotvení opěrné, pilotové stěny. Kotva umožňuje přenos tahové síly do horniny. Funkci kotvy zajišťuje hlava kotvy, táhlo a kořen. Tahová síla se přenáší z hlavy kotvy do kořene táhlem. Kořen kotvy je upnut pomocí injektáže v horninovém prostředí, do něhož se tahové síly přenášejí. Jednotlivé typy kotev se liší především mírou protikoroziční ochrany.

Dále se kotvy dělí dle použitého materiálu na tyčové, drátové a pramencové. Únosnost kotev je dána kvalitou a množstvím použitého materiálu, délkou kořenové části, kvalitou horninového prostředí a způsobem provedení kotev. Základní operací u všech typů kotev je provedení vrtu o průměru 100 až 200 mm, do kterého se kotva vsune, upevní se v kořeni a předepe se na požadovanou sílu. Jelikož jsou pro tuto práci zvoleny pouze kotvy trvalé pramencové, bude zde dále popsán pouze tento typ či druh kotev.

5.5.5.1 Pramencová kotva

Kotvy pramencové jsou v současné době v naší republice nerozšířenější. Pramence těchto kotev jsou spleteny z nízko tepelně popouštěných ocelových drátů. Tyto pramence se dodávají navinuté na cívkách. Poté se pramence řezou rozbrušovací pilou na příslušné délky, jež jsou minimálně o 1,0 m delší než je uvedeno v projektu. Proti roztřepení konců pramenců poslouží speciální lepicí páska, která se omotá okolo konců či se můžou konce zavařit elektrickým obloukem.



Obr. 5.13 Řez trvalou pramencovou kotvou [2.29]

Na přechodu volné délky do kořenové části kotvy se vytvoří zátka z elastoplastu. Ochranná PE trubka se navleče na volnou délku kotvy. Tato trubka se v místě zátky přepáskuje.

V kořenové části se pramence volně spletou a na konci této kořenové části se vytvoří špička z plastbetonu. Takto lze splést kotvy až o 6 pramencích. V případě výroby kotev o více než 6 pramencích se použije kotev skládaných ze samostatných kotev o nejvýše šesti.

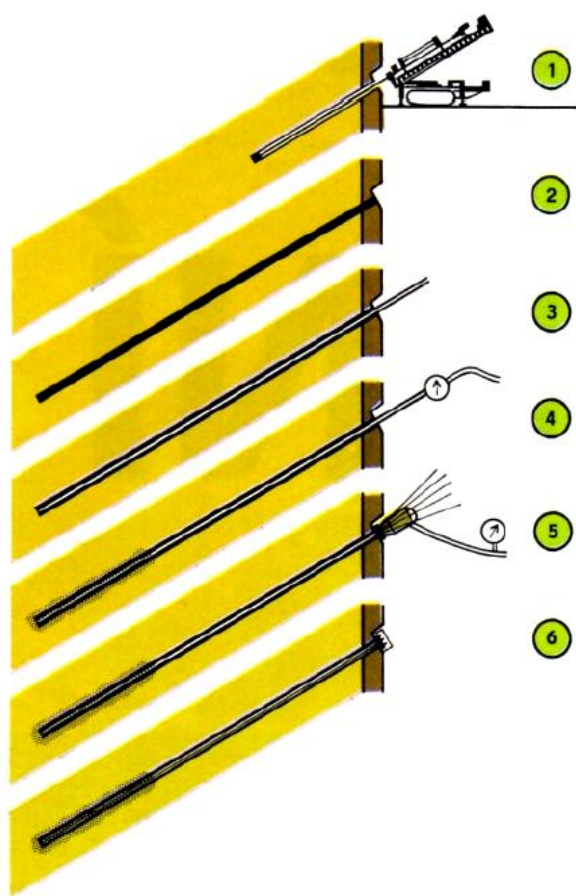
Pramencové kotvy jsou složeny z až 12 pramenců o průměru 15,3 až 15,7 mm. Únosnost těchto kotev závisí především na počtu pramenců ve svazku. Volná délka táhla kotvy je antikorozně chráněna a umožňuje předeprnutí kotvy a přenos tahové síly do horniny. Pro antikorozní ochranu táhla trvalé kotvy se nejčastěji používají povlaky nebo trubky z plastů, kterými chráníme pramence táhla.

Povlaky a trubky mohou být (v závislosti na požadovaném stupni antikorozní ochrany) kombinovány s výplněmi z trvale pružných hmot antikorozních vlastností. Po předeprnutí může být celé táhlo chráněno jílocementovou výplňovou injektáží. Systém protikorozní ochrany musí být odolný mechanickému poškození, trvalý po celou dobu životnosti kotvy a umožnit volné protažení táhla při předpínání.

Kořen kotvy je vytvořen z injektáží cementové směsi. Injektáž kořene může proběhnout jednorázově nebo opakovaně. Nejčastěji se provádí injektáž převážně pomocí manžetových trubek s dvojitým obtáčetem.

Úlohou cementového kamene vytvořeného injektáží je jednak přenášet tahovou sílu do okolní horniny, ale také zabezpečit protikorozní ochranu ocelového táhla v kořeni kotvy. U těchto trvalých kotev je nutno ještě navíc chránit ocel kořene kotvy dalším protikorozním opatřením jako například zvlněnou ochrannou PVC trubkou. Prostor mezi pramenci a PVC trubkou se vyplňuje cementovou maltou nebo umělou pryskyřicí, což plní funkci primární protikorozní ochrany.

Sekundární protikorozní ochrana je zmíněné upnutí pramenců do cementového kamene.



Obr. 5.14 [2.29]

Postup provádění předepnutých kotev

- 1) Vrtání
- 2) Vyplnění vrtu cementovou zálivkou
- 3) Osazení kotvy do vrtu
- 4) Injektáž kořene kotvy cementovou zálivkou
- 5) Předepnutí kotvy
- 6) Uzavření kotevní hlavy, antikorozi ochrana

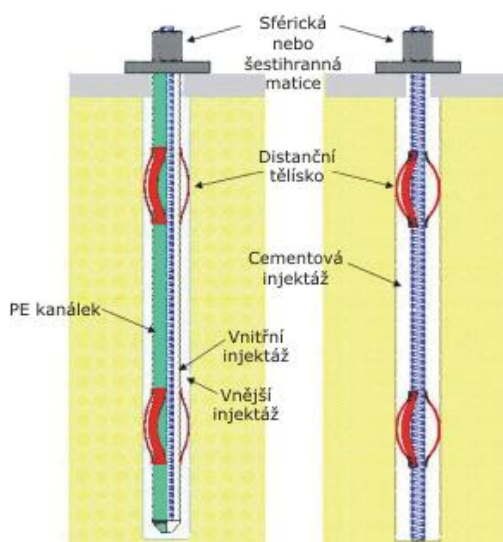
Horninové kotvy jsou prvky, jež přenášejí tahové síly, které se do nich vnášejí napínáním. Účelem napínání je napnout a ukotvit táhlo kotvy na jeho zaručené síle. Toto napínání lze však provést až po uplynutí deseti dnů od dokončení injektáže kořene a sedmi dnů po osazení a případném podlití kotevní desky. Vlastní napínání se realizuje pomocí napínacího zařízení, které je vybaveno siloměry. Je zde také možnost měření protažení táhla kotvy. Napínací zařízení včetně siloměrů musí být každých 6 měsíců kalibrováno. Napínací zařízení pro pramencové kotvy by mělo napínat kotvu jako celek, pokud by se musely jednotlivé pramence napínat zvlášť, muselo by být napínací zařízení vybaveno měřicím zařízením, které v každém okamžiku umožní stanovit celkovou sílu v kotvě.

Uspořádání hlavy u trvalých kotev musí umožnit injektáž kotvy (protikorozní ochrana) po jejím předepnutí. Hlavy trvalých kotev se nejčastěji uzavírají ocelovým nebo plastovým krytem, který je vyplněn tmelem s antikorozi účinky.

5.5.6 ZEMNÍ HŘEBÍKY

Jedná se o velmi častou metodu užívanou při zajišťování stability svahu. Cílem je zlepšit vlastnosti základové půdy, zejména smykové pevnosti pomocí kombinace vyztužené zeminy a tvorby odolného povrchu svahu. Tyto prvky přenáší tahové i smykové namáhání. Pro aktivování hřebíků využíváme přirozené deformace zemního tělesa. Po vnesení sil do jednotlivých hřebíků je třeba, aby byla výstavba svahu provedena po etapách.

Hřebíky mohou být realizovány tzv. „mokrým“ nebo „suchým“ procesem. Hřebíků realizovaných suchou cestou se využívá jen ojediněle, neboť tento způsob je drahý. Realizují se především v poloskalních či skalních horninách. Hřebíky z betonářské oceli, které jsou provedeny mokrou cestou se vkládají do předem připravených maloprofilových vrtů s cementovou zálivkou. Jsou tedy po celé své délce opatřeny zálivkou, a tedy podél celého hřebíku je aktivováno smykové napětí. Hlava hřebíku se upravuje zakotvením do krytu ze stříkaného betonu. Zahnutí je možné realizovat přivařenou ocelovou deskou či ohnutým koncem hřebíku. Důležité je samozřejmě odvodnit rub stříkaného betonu. Pro toto odvodnění se používají nejčastěji ohebné perforované drenážní PE a PVC trubky uložené do rýh ve spádnicí svahu. Osová vzdálenost trubek se volí 2 – 4 m. Při provádění hřebíkového svahu musí být dodrženy všechny konstrukční zásady a správný technologický postup.



Obr. 5.15 [2.35]

Schéma dvou typů zemních hřebíků

5.5.7 ZVLÁŠTNÍ OPATŘENÍ

Těchto opatření se využívá, je-li situace v okolí sesuvu natolik kritická nebo nákladná a náročná, že pro daný účel stavby již nelze navrhnout žádné z předchozích variant opatření. Jako zvláštní opatření se považuje například podtunelování sesuvu, přemostění svahové poruchy nebo změna lokality stavby.

5.6 VLASTNÍ NÁVRH STABILIZAČNÍCH OPATŘENÍ

Návrh vhodného stabilizačního opatření pro zajištění svahu v sesuvných oblastech je závislé na mnoha dílčích faktorech, kterými mohou být:

- geologické, hydrogeologické, geomorfologické poměry lokality
- tvar, sklon svahu

- hloubka a tvar smykové plochy
- poloha původních cest, využívání půdy k zemědělství atd.
- předchozí stavební zásahy
- studie využití předmětné lokality

Na následujícím schématu je znázorněno umístění dálničního tělesa v předmětném svahu včetně navrženého stabilizačního opatření, které bylo upraveno na základě podkladů poskytnutých společností Amberg Engineering, a.s.

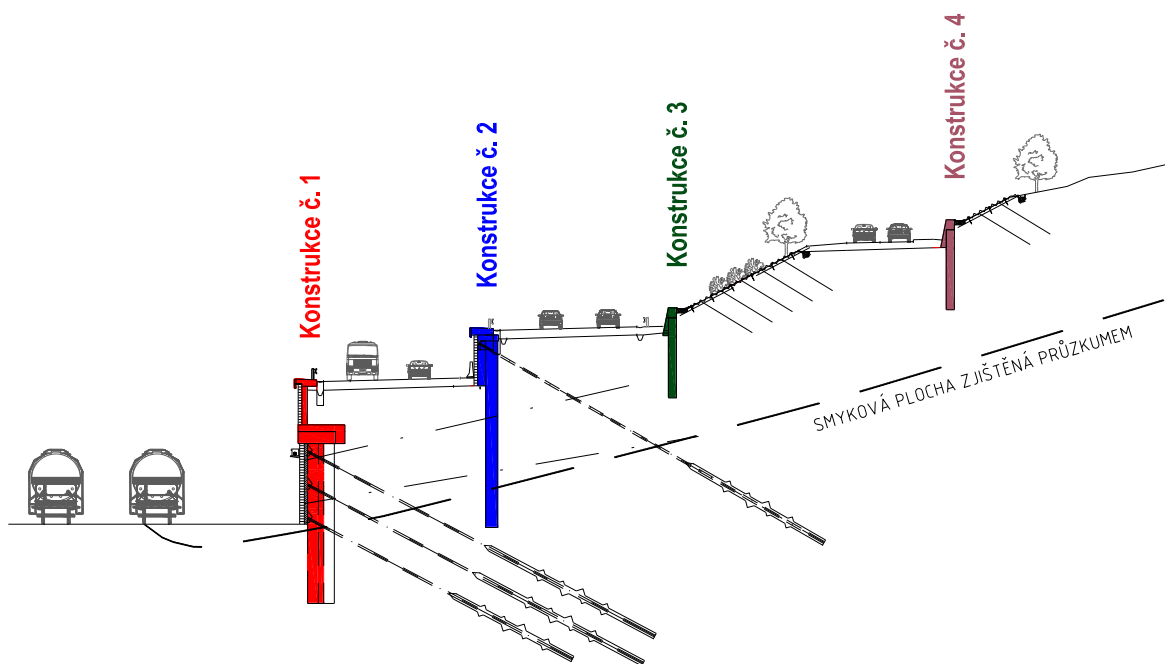
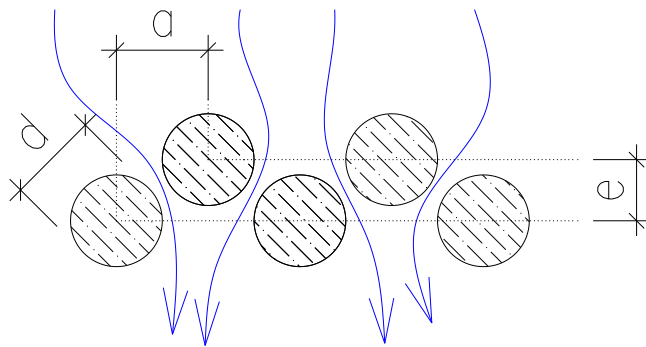


Schéma 5.2 Schéma zajištění stability svahu technickými stabilizačními prvky [1.5]

Stabilizační opatření v dané lokalitě je navrhováno v souladu s výstavbou dálnice D3. Vzhledem k zadaným požadavkům a skutečnosti, že těleso navrhované dálnice má být umístěno ve svahu s nízkým stupněm stability a v oblasti seismického rizika, je třeba navrhnout stabilizační prvky a opatření tak, aby bylo vyloučeno riziko ohrožení sesuvem.

Z těchto důvodů je trasa dálnice navržena s výškovým rozdělením jízdních směrů na úbočí svahu, kde trasa povede v odřezu. Největší zářez bude proveden v patě svahu. Patu svahu v současné době zajišťuje kamenná zeď výšky 5,5 m, která je vlivem svahového posunu deformovaná.

Z důvodu plánovaného rozšíření prostoru hlavní stanice bude tato kamenná zeď odstraněna a zajištění odřezu bude posunuto směrem do svahu. Dojde tedy k nárůstu výšky stěny, která je dle schématu 5.2 navržena jako **pilotová z velkopřůměrových pilot o dvou řadách a trojnásobně kotvená (konstrukce č. 1)**. Na obr. 6.1 je půdorysně znázorněna navržená pilotová stěna. Rozmístění jednotlivých pilot umožňuje proudění vody pod upraveným terénem a zároveň zvyšuje ohybovou tuhost celé konstrukce.

**Schéma 5.3**

Pilotová stěna o dvou řadách, proudění vody mezi pilotami

a – osová vzdálenost pilot

d – průměr pilot

e – vzájemné odsazení pilot v rovině namáhání

Délky pilot i kotev jsou zvoleny tak, aby jednotlivé prvky sahaly dostatečně hluboko pod zjištěnou smykovou plochu. Kotvy navíc musí být ukotveny v pevnější hornině.

Na betonovém věnci spojující hlavy pilot bude uložena **úhlová zeď (konstrukce č. 1)**, která bude zajišťovat zásyp pracovní plošiny pro vrtání pilot. Úhlová zeď je navržena s ozubem za rubem spojovacího věnce z důvodu zajištění dostatečné bezpečnosti úhlové zdi na posunutí.

Ve spodní části zmíněné pilotové stěny jsou navrženy **řady hloubkových odvodňovacích vrtů (konstrukce č. 1)**, které spolu s povrchovým odvodněním ve formě drenážních žebor a příkopů budou sloužit k odvodu vody ze svahové oblasti a ke snížení hladiny podzemní vody uvnitř tělesa svahu.

Výškový rozdíl jednotlivých tras dálnice bude zajištěn opěrnou/zárubní stěnou, která bude tvořena z **řady velkopřůměrových pilot (konstrukce č. 2)** s velkou osovou vzdáleností. Velká osová vzdálenost těchto pilot je navržena vzhledem k již vytvořeným hloubkovým odvodňovacím vrtům, které budou procházet právě mezi těmito pilotami, současně umožní volný průtok vody v oblasti jejich vetknutí.

Délka této pilotové stěny je opět navržena vzhledem k hloubce smykové plochy. Výškový rozdíl nivelet tras dálnice předurčuje velikost volné výšky pilot. Pilotová stěna je tedy navržena jako jednonásobně kotvená.

Přeložka původní komunikace bude situována nad oběma směry dálnice přibližně v polovině výšky svahu. Tato komunikace bude provedena opět v zářezu. Vzhledem k výšce tohoto zářezu je navržena ochrana komunikace opěrnou zdí z **řady velkopřůměrových pilot (konstrukce č. 4)** s velkou osovou vzdáleností. Délka pilotové stěny je zde zvolena menší, než je tomu u pilotových stěn zmíněných výše. Piloty zde budou tvořit ochranu před možným vznikem dílčího sesuvu se smykovou plochou v menší hloubce.

Výškový rozdíl mezi trasou dálnice a přeložkou komunikace je zabezpečen hřebíkovým svahem se zesílením povrchu svahu pomocí georochože. Georochož bude sloužit také jako ochrana povrchové vrstvy svahu proti účinkům eroze a zlepšovat souvislost kořenového systému umístěné vegetace.

Pata hřebíkového svahu a současně opěrná zeď horní trasy dálnice je opět navržena prvkem hlubinného zakládání – **řadou velkopřůměrových pilot (konstrukce č. 3)** s velkou osovou vzdáleností. Tato pilotová stěna je svými rozměry obdobná jako pilotová stěna chránící přeloženou slovenskou cestu.

Veškeré výkopy pro zhotovení opěrných respektive zárubních zdí a plošin pro vrtání pilot jsou ve strmých svazích zajištěny hřebíkovými svahy.

Všechny navržené piloty budou provedeny jako vrtané.

V následujících tabulkách jsou uvedeny geometrické rozměry navrhovaných prvků stabilizačních opatření. Součástí tabulek jsou také délky prvků, jejich osové vzdálenosti a počet navržených řad.

Tab. 5.2 Navrhované prvky pilotových stěn

pilotová stěna	průměr piloty d [m]	osová vzd. pilot a [m]	délka pilot H [m]	řady pilot n [-]
konstrukce č. 1	1,2	2,4	12	2
konstrukce č. 2	0,9	1,2	14	1
konstrukce č. 3	0,6	2	6	1
konstrukce č. 4	0,6	2	6	1

Tab. 5.3 Navrhované počty a typy zemních kotev

kotvy	počet	počet lan	celková délka l [m]	délka kořene k [m]	vzdálenost a [m]
konstrukce č. 1	3	8	29,5	14,5	2,4
		8	28,5	14,5	2,4
		8	22,5	10,5	2,4
konstrukce č. 2	1	6	30	12	4,8

Tab. 5.4 Navrhované počty a typy zemních hřebíků

hřebíky	počet	průměr Ø [mm]	délka l [m]	vzdálenost a [m]
konstrukce č. 1	4	32	6	2
konstrukce č. 3	5	32	4,5	2
konstrukce č. 4	3	32	4,5	2

6. METODY VÝPOČTU STABILITY SVAHU [1.5, 1.13]

Při výpočtu stability svahu řešíme nejčastěji rovnováhu sil podél uvažované smykové plochy (smyková plocha vzniklá případným sesuvem). Tento způsob výpočtu nazýváme metodou mezní rovnováhy a je nejčastější používanou metodou.

Stabilitu svahu posuzujeme pomocí stupně stability F , který definujeme jako poměr pasivních sil (brání sesuvnému pohybu) k silám aktivním (vyvolávající sesuvný pohyb).

Při řešení stabilitních úloh je třeba znát geometrický tvar předpokládané smykové plochy viz schéma 6.1, rozdělení napětí a smykovou pevnost na smykových plochách.

V nesoudrzných zeminách se vytváří smyková plocha rovinná, kdežto v soudrzných zeminách se smyková plocha vlivem vzrůstající koheze zakřivuje. U soudrzných zemin může mít smyková plocha tedy různý tvar, avšak nejčastěji předpokládáme válcovou smykovou plochu, případně využíváme křivky s proměnlivou křivostí (nejčastěji logaritmické spirály).

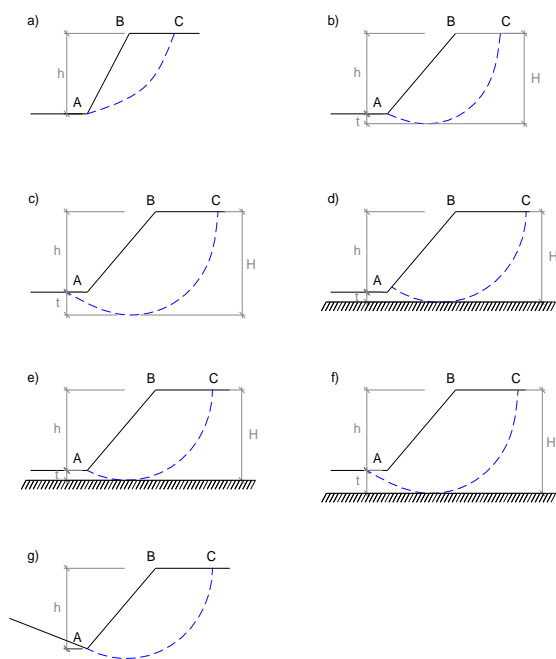


Schéma 6.1

Předpokládané tvary smykových ploch

Rozdělení napětí na těchto smykových plochách získáme výpočtem dle použité metody řešení stability svahu.

Jako složka bránící sesuvu na smykových plochách působí smyková pevnost. Volba totálních či efektivních parametrů pevnosti zeminy při řešení stability může mít zcela zásadní vliv. V případě řešení stability krátkodobých výkopů a násypů volíme parametry totální (φ_u , c_u), jelikož předpokládáme zkonsolidování zeminy v čase a následné zlepšení vlastností zemín. Naopak efektivní parametry (φ_{ef} , c_{ef}) volíme při řešení dlouhodobé stability, sesuvů přirozených svahů, stability hrází z nesoudrzných zemín při náhlém poklesu hladiny v nádrži apod.. Rozhodující jsou dlouhodobé podmínky, kdy pórové tlaky nejsou ovlivněny změnou napjatosti.

Metody řešení stability svahu

- metody mezní rovnováhy
- metody řešení napjatosti a deformace zemního tělesa
- pomocí nomogramů

Pro předběžný návrh a jednoduché úlohy řešení stability svahu využíváme nomogramů. Pro složitější úlohy lze využít první dvě výše uvedené metody, tedy metodu mezní rovnováhy a metodu řešení napjatosti a deformace zemního tělesa. Avšak v běžné praxi je metoda napjatosti a deformace méně často využívanou metodou, především díky její náročnosti. V praxi se tedy pro složitější úlohy běžně využívá metoda mezní rovnováhy, z tohoto důvodu se již dále budu věnovat pouze této metodě.

6.1 METODA MEZNÍ ROVNOVÁHY

Pomocí této metody řešíme rovnováhu sil podél uvažované smykové plochy, která by vznikla případným sesuvem.

6.1.1 STABILITA SVAHU V NESOUDRŽNÉ ZEMINĚ – BEZ HPV

Jak již bylo napsáno výše, v nesoudržných zeminách se vytváří rovinná smyková plocha. Za takových podmínek platí pro každý objemový element na svahu stejné podmínky rovnováhy. Stačí tedy vyšetřit rovnováhu u jednoho z nich.

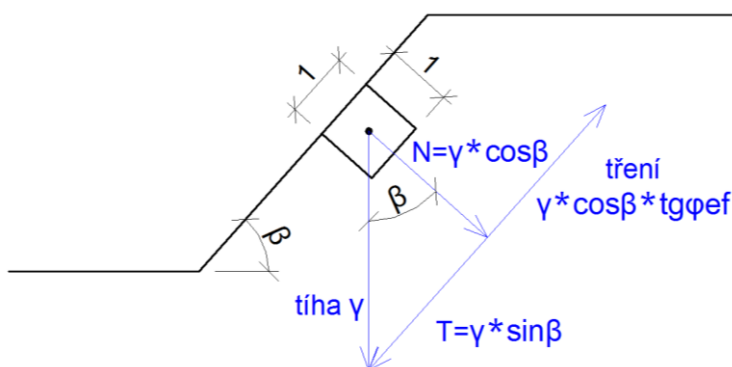


Schéma 6.2

Řešení pro nesoudržné zeminu neprosakuje-li voda

Rovnováha bude zachována, jestliže tangenciální složka tíhy bude menší nebo rovna tření.

$$T \leq N \cdot \operatorname{tg} \Phi_{eff} \quad \text{podmínka rovnováhy} \quad (6.1)$$

kde: T - tangenciální složka tíhy (síly vyvolávající pohyb – síly aktivní)
 $N \cdot \operatorname{tg} \Phi_{eff}$ - tření (síly bránící pohybu – síly pasivní)

Svah v nesoudržných zeminách je stabilní, je-li úhel sklonu (β) menší než úhel vnitřního tření dané zeminou.

$$\beta \leq \varphi_{eff} \quad (6.2)$$

Takzvaný stupeň stability svahu definujeme jako podíl síly třecí ku tangenciální složce sil, respektive podíl sil pasivních k aktivním.

$$F = \frac{(N \cdot tg\Phi_{eff})}{T} \quad \text{stupeň stability} \quad (6.3)$$

Je-li stupeň stability $F > 1$ je svah stabilní. Jestliže $F < 1$ je svah nestabilní a dochází k sesuvu. Sesuvem dojde k nastolení nového rovnovážného stavu.

6.1.2 STABILITA SVAHU PRO SOUDRŽNÉ ZEMINY

U těchto zemin může mít předpokládaná smyková plocha různý tvar (válcová smyková plocha, křivky s proměnlivou křivostí).

Stabilitu svahu u soudržných zemin posuzujeme nejčastěji Pettersonovou metodou (tzv. proužková metoda).

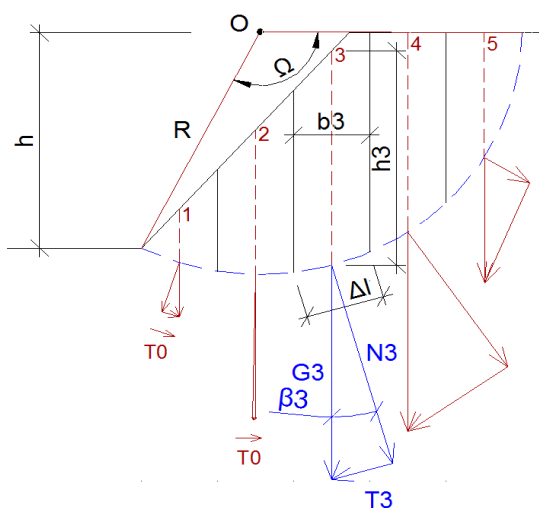


Schéma 6.3

Pettersonova (proužková) metoda

Principem proužkové metody je nahrazení smykové plochy kruhovým obloukem, svah nad smykovou plochou rozdělíme na svislé proužky stejné šířky. Při této metodě neuvažujeme vliv sil sousedních proužků. Řešíme pouze síly, které tyto pruhy zeminy přenášejí na příslušný úsek smykové plochy a následně určíme výsledný moment pasivních a aktivních sil ke středu otáčení.

Na smykové ploše působí vlastní tíha proužku G , kterou graficky rozložíme na složku normálovou, která je kolmá ke smykové ploše a prochází středem otáčení O a na složku tangenciální, která je tečnou ke kružnici.

Řešením stability pro soudržné zemin je stupeň stability F .

$$F = \frac{M_{pasivních\ sil}}{M_{aktivních\ sil}} = \frac{\sum(N \cdot tg\varphi) + 0,8c \sum \Delta l}{\sum T - \sum T_0} \quad \text{stupeň stability pro soudržné zemin} \quad (6.4)$$

kde: C - koheze
 $\sum \Delta l$ - smyková plocha
 T_0 - tangenciální síly působící proti usmyknutí

Z důvodu toho, že v horní části smykové plochy nepůsobí tíha plnou hodnotou a také z důvodu vznikajících tahových trhlin v koruně svahu uvažujeme kohezi pouze 80% délky smykové plochy $\Sigma \Delta l$. V dolní části smykové plochy se mohou vyskytovat tangenciální síly působící proti usmyknutí T_0 . Tyto síly uvažujeme nyní jako síly pasivní, proto je dáváme do jmenovatele se záporným znaménkem. Úlohu řešíme jako rovinnou na 1m délky svahu.

6.1.3 STANOVENÍ NEBEZPEČNÉ (KRITICKÉ) SMYKOVÉ PLOCHY

Doposud jsme uvažovali stupeň stability pouze pro libovolně zvolený bod otáčení O a zvolený poloměr kružnice R . Pro správné posouzení stability svahu musíme však znát tzv. nebezpečnou smykovou plochu. To je ta kružnice, u které je poměr pasivních sil k silám aktivním minimální, respektive je to kružnice, pro kterou dostaneme nejnižší stupeň stability.

Metody pro stanovení nebezpečné smykové plochy:

- Pettersonova metoda
- Felleniova metoda
- Rodriguezova metoda

6.1.3.1 *Pettersonova metoda*

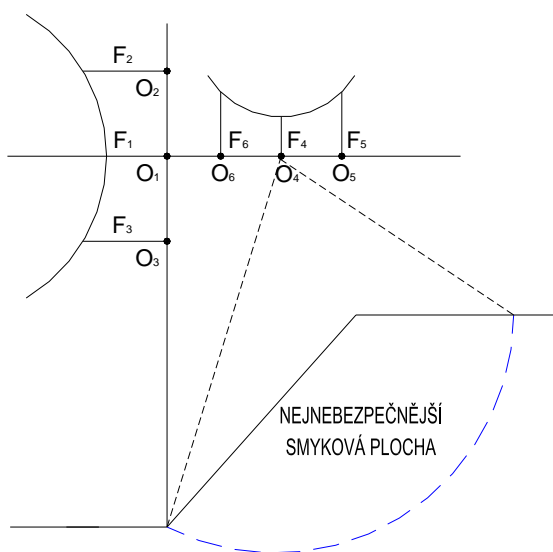


Schéma 6.4

*Pettersonova metoda
určení nebezpečné smykové plochy*

Mění-li se vlastnosti svahu musíme hledat nejnebezpečnější smykovou plochu zkusmo. Postupně volíme středy otáčení a poloměry smykových ploch.

Při hledání středů otáčení postupujeme tak, že středy hledáme na dvou přímkách k sobě kolmých a ke každému středu se vynese příslušný stupeň stability, který získáme uvedeným postupem dle Pettersona. Nejprve vyšetříme stupně stability pro středy zvolené na svislici procházející patou svahu a postupujeme tím směrem, kde se stupeň stability zmenšuje. Poté vynesené hodnoty F spojíme křivkou a najdeme minimální stupeň stability F .

Následně v místě minima vedeme vodorovnou přímkou, na níž volíme další středy kružnice. Stejným způsobem určíme minimální hodnotu F a jí odpovídající střed O . Středem nebezpečné smykové plochy je právě tento bod, který má pro daný případ nejnižší stupeň stability.

6.1.3.2 Felleniova metoda

V závislosti na sklonu navrhovaného úhlu α odečteme úhly β_1 a β_2 , pomocí kterých najdeme bod, kterým bude procházet hledaná přímka.

Druhý bod je v hloubce rovné dvojnásobku výšky svahu ve vzdálenosti 4,5 násobku výšky od paty svahu.

Střed nebezpečné smykové plochy se nachází v průsečíku přímek vedených pod úhlem β_1 a β_2 , je-li úhel vnitřního tření $\varphi=0$.

V případě, je-li $\varphi>0$, potom střed smykové plochy určíme tak, že volíme středy kružnic na přímce a pro každou určíme stupeň stability.

6.1.3.3 Rodriguezova metoda

Dle této metody můžeme určit střed kritické kružnice, řešíme-li zvrstvený svah. Střed této nebezpečné kružnice je dán souřadnicemi x a y . Souřadnice najdeme pomocí hodnoty λ .

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varphi_d}{c_d} \quad (6.5)$$

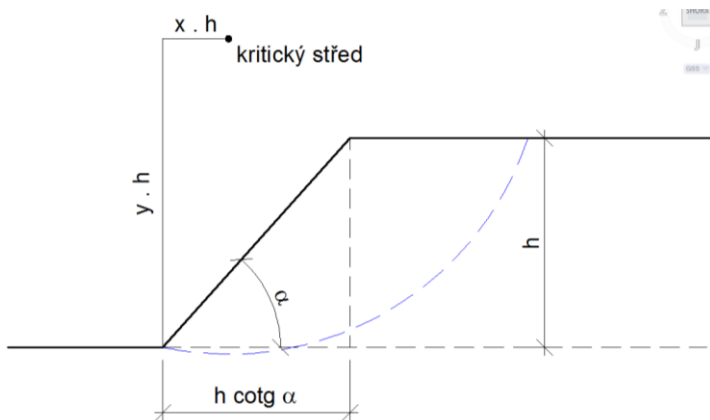


Schéma 6.6 Rodriguezova metoda
určení nebezpečné smykové plochy

Dle sklonu svahu pro vypočítanou hodnotu λ odečteme z grafu velikost souřadnic x a y .

Střed kritické kružnice dostaneme, vyneseme-li od paty svahu yh a příslušnou hodnotu xh .

Pro homogenní svah můžeme také určit stupeň stability F dle Rodrigueze.

Z příslušného grafu najdeme pro hodnotu λ , navržený sklon svahu a velikost součinitele N

$$F = N \frac{c_d}{\gamma \cdot h} \quad (6.6)$$

kde: h - výška svahu
 c_d - výpočtová koheze

6.1.4 KRÁTKODOBÁ A DLOUHODOBÁ STABILITA

Je třeba rozlišovat stabilitu z hlediska krátkodobého a dlouhodobého pohledu. Pochopení této závislosti umožní návrh optimálního sklonu. Jedná se o poznání změn pórových tlaků v čase pro málo propustné zeminy, kdy lze rozlišit tři sesuvy:

- **krátkodobé (neodvodněné)** - není vyrovnána změna pórového tlaku vyvolaná změnou totálních napětí
- **mezilehlé** - pro částečné vyrovnání pórového tlaku
- **dlouhodobé (odvodněné)** - pro úplné vyrovnání pórových tlaků, odpovídající hodnotám ustáleného proudění pro nový stav.

6.2 METODA KONEČNÝCH PRVKŮ

Metoda konečných prvků (MKP) je v současné době nejpoužívanější metoda, plně se rozvíjející s nástupem moderní výpočetní techniky.

Princip metody je založen na postupné úpravě materiálových charakteristik (v rámci jednotlivých iterací) až do okamžiku ztráty stability (nelze nalézt rovnovážné řešení daného problému). Na základě poměru počátečních pevnostních charakteristik a charakteristik při ztrátě stability v rámci výpočtu matematického modelu je úloze přiřazen hledaný stupeň stability.

7. TEORETICKÉ PŘEDPOKLADY VÝPOČTU [1.8, 2.36, 2.36, 1.14, 1.16]

Teoretické předpoklady výpočtu jsou rozděleny dle zvoleného softwaru pro analýzu zadaného problému (napjatostní a stabilitní výpočet), zavedení statických a dynamických účinků od zatížení (zatížení pozemních komunikací, zatížení od seismických účinků) a jejich možných kombinací.

7.1 METODA KONEČNÝCH PRVKŮ

Numerické modelování nám může poskytnout poznatky o průběhu přetváření horninového masivu v závislosti na vývoji změn napětí, a to téměř v každém místě modelového profilu. Nejběžnější z metod je dnes metoda konečných prvků (MKP). Tato metoda má dlouhou tradici v oboru geotechniky a je přístupná v řadě programů zpracovaných na vysoké úrovni.

MKP je numerická metoda, která slouží k simulaci průběhů napětí, deformací popř. dalších veličin na konkrétním vytvořeném fyzikálním (matematickém) modelu.

Hlavní princip a způsob hledání řešení spočívá v diskretizaci spojitého kontinua do určitého (konečného) počtu prvků, přičemž zjišťované parametry jsou určovány v jednotlivých uzlových bodech. S nástupem výkonné výpočetní techniky se z MKP stává v současné době jedna z nejvíce používaných metod. Její velkou výhodou je její univerzálnost, kdy lze zmiňovanou metodu použít prakticky pro řešení jakéhokoli typu výpočtu. Rozvoj metody konečných prvků je často založen na energetickém principu, např. princip virtuálních prací nebo minimum celkové potenciální energie. Mezi varianty metody konečných prvků řadíme deformační, silovou a smíšenou variantu.

U deformační varianty jsou hledanou funkcí přemístění bodů tělesa. Řídícím principem je Lagrangeův princip virtuálních přemístění. Jedná se v současné době o nejčastěji používanou variantu.

U silové varianty jsou hledána jednotlivá pole napětí. Řídícím principem je v tomto případě Castiglianův princip virtuálních sil.

U smíšené varianty hledané funkce aproximují přemístění i napětí. Funkcionálem u této varianty může být například Hellinger-Reissnerův a jiný.

Pro řešení problémů metodou konečných prvků je k dispozici celá řada softwarových programů řešících úlohy MKP univerzálně (např. systém ANSYS apod.) nebo programy zaměřené na konkrétní typy úloh.

V geotechnice se například uplatňují specializované systémy GEO MKP, PLAXIS a další, popř. lze využívat systémy obecnějšího způsobu řešení ANSYS a jiné.

7.1.1 FÁZE ŘEŠENÍ MKP

Řešení metodou MKP spočívá v sestavení matematického modelu. Tento model je jakýmsi zjednodušením reality, kdy je kladen požadavek co nejjednoduššího modelu při současném vystižení podstatných stránek řešeného problému. Součástí této fáze je rozdělení modelované oblasti na podoblasti (konečné prvky) a volba vhodného způsobu řešení zadané úlohy. Této fázi obecně říkáme preprocesing.

V druhé fázi tzv. analýze prvku jsou sestaveny matice tuhosti prvků a zatěžovací vektory. Dále dochází k vytvoření soustavy rovnic a jejich řešení. Přičítají se členy z matic jednotlivých konečných prvků z předcházejícího bodu a po zavedení okrajových podmínek jsou vypočteny uzlové parametry přemístění. Toto se nazývá fází výpočtu (procesing).

K dokončení analýzy prvku dochází v poslední fázi řešení, tj. aproximace přemístění v prvcích i mimo uzly. Pole přemístění uvnitř řešené oblasti (uvnitř každého prvku) je provedeno pomocí báзовých funkcí, ve kterých se použijí spočtené uzlové hodnoty.

Dále se s pomocí již sestavených matic tuhostí prvků stanoví napětí či vnitřní síly v libovolných bodech každého prvku. Této fázi říkáme postprocesing.

V rámci své diplomové práce budu používat pro řešení metodou konečných prvků jak napjatostní analýzy tak výpočtu stability svahu výpočetní program GEO 5 MKP firmy FINE s.r.o.

7.2 GEO 5 MKP – TEORETICKÉ PŘEDPOKLADY VÝPOČTU

7.2.1 NAPĚTÍ V ZEMINĚ

Geostatické napětí je dáno tíhou zeminy v uvažované hloubce h . Normálové napětí v jednotlivých vrstvách se vypočítá pomocí vzorce:

$$\sigma_i = \sum h_i \cdot \gamma_i \quad (7.1)$$

kde: h_i - mocnost i-té vrstvy
 γ_i - objemová tíha zeminy v i-té vrstvě

Nachází-li se vrstva zeminy pod hladinou podzemní vody, pak se objemová tíha zeminy pod vodou stanoví:

$$\gamma_{su} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (7.2)$$

kde: γ_{sat} - objemová tíha plně nasycené zeminy
 γ_w - objemová tíha vody (10KN/m³)

Svislé normálové totální napětí σ_z je definováno jako:

$$\sigma_z = \gamma_{ef} z + \gamma_w z \quad (7.3)$$

kde: σ_z - svislé normálové totální napětí
 γ_{ef} - objemová tíha zeminy pod vodou
 z - hloubka pod povrchem terénu
 γ_w - měrná tíha vody

Efektivního napětí lze vyjádřit:

$$\sigma = \sigma_{ef} + u \quad (7.4)$$

kde: σ - totální (celkové) napětí
 σ_{ef} - efektivní (účinné) napětí
 u - neutrálné napětí (pórový tlak)

7.2.2 STABILITA SVAHU

Program MKP umožňuje počítat stabilitu svahu v každé z fází výstavby samostatně. Pro výpočet stabilních problémů musí být zvolen plastický model zeminy.

V našem případě byl zvolen materiálový model Mohr-Coulomb Modifikovaný.

Program Geo 5 MKP při výpočtu stability redukuje zadané hodnoty úhlu vnitřního tření a soudržnosti zemín a hledá okamžik, ve kterém dojde ke zplastizování konstrukce a její nestabilitě. Výsledkem zmíněného výpočtu je stupeň stability.

Stupeň stability je v programu definován jako parametr, kterým se redukuje skutečné hodnoty smykových parametrů zeminy (c , φ) vedoucí ke ztrátě stability.

Stupeň stability je tedy dán vztahem:

$$F = \frac{\tan\varphi_{skutečné}}{\tan\varphi_{porušené}} \quad (7.5)$$

kde: $\varphi_{skutečné}$ - skutečná hodnota úhlu vnitřního tření
 $\varphi_{porušené}$ - hodnota úhlu vnitřního tření

Výstupem u výpočtu stability jsou vektory vodorovných a svislých posunů (deformací) a ekvivalentní plastické deformace. Tyto plastické deformace ukazují tvar a velikost plastických deformací, v tomto případě tedy smykové plochy.

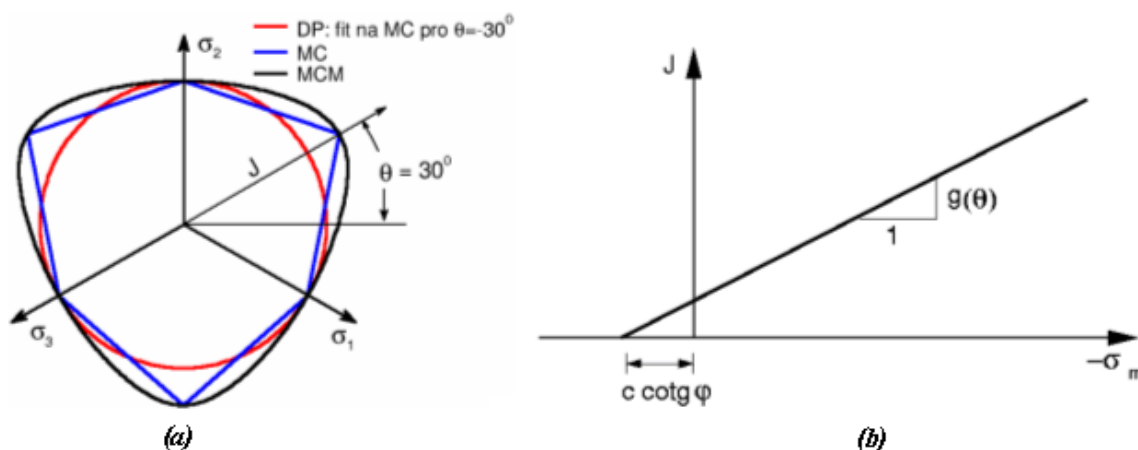
Na výsledný stupeň stability zjištěného výpočtem stability má značný vliv hustota sítě.

7.2.3 MATERIÁLOVÝ MODEL MOHR-COULOMB MODIFIKOVANÝ

Jedná se o nelineární model. Nelineární modely umožňují podstatně lépe vystihnout nelineární odezvu základové půdy na vnější zatížení. Modifikovaný Mohr-Coulombův (dále jen MCM) model vychází z klasické Coulombovy podmínky porušení. MCM podmínku plasticity je možné definovat pomocí třech funkcí, jejichž zobrazení v hlavních napětích představuje hladkou křivku procházející všemi vrcholy MC hexagonu viz obr. 7.1.

Jak je patrné z obr. 7.1 je podmínka plasticity závislá na středním napětí σ_m a Lodeovu úhlu θ . Při použití tohoto modelu lze očekávat tužší odezvu materiálu než při použití klasického modelu MC.

Do MCM modelu se oproti lineárnímu modelu zavádí navíc modul pružnosti zeminy, poissonovo číslo, úhel vnitřního tření a soudržnost zeminy, které určují hranici plasticity. Zadává se také úhel dilatance. Program GEO 5 MKP modeluje ustálený stav po redistribuci pórových tlaků a používá tedy efektivních parametrů soudržnosti c_{eff} a úhlu vnitřního tření φ_{eff} .



Obr. 7.1 Materiálové modely, Modifikovaný Mohr – Coulomb [2.36]

7.3 ZAVEDENÍ SEISMICKÝCH ÚČINKŮ DO VÝPOČTU

Dle ČSN EN 1998-1: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení musí být všechny stavby vystavené seismickým účinkům (zemětřesení i technickým otřesům) navrženy tak, aby vzdorovaly bezpečně seismickým silám ve směru, v němž mohou působit. V případě zemětřesení tyto síly mohou působit kterýmkoliv směrem.

Seismické účinky jsou ve výpočtu uvažovány kombinací zatížení pro seismické návrhové situace dle ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí ze vztahu:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (7.6)$$

V následujícím textu kapitoly bude popsán princip zavedení zemětřesných účinků do statického výpočtu.

Účinky od zemětřesení zvyšují hodnoty aktivního a snižují účinky pasivního tlaku. Vliv zemětřesení je do matematického modelu vytvořeného v programu GEO5 MKP zaveden pomocí přírůstku aktivního tlaku dle vzorce 7.7 a snížení pasivního tlaku na konstrukci dle vzorce 7.8.

$$\sigma_{oe,i} = \sigma_{o,i} \cdot (K_{ae,i} - K_{a,i}) \quad (7.7)$$

$$\sigma_{pe,i} = \sigma_{o,i} \cdot (K_{p,i} - K_{pe,i}) \quad (7.8)$$

kde:

$K_{ae,i}$	součinitel aktivního tlaku (statického a seismického) v i-té vrstvě (dle teorie Mononobe-Okabe)
$K_{pe,i}$	součinitel pasivního tlaku (statického a seismického) v i-té vrstvě (dle teorie Mononobe-Okabe)
$K_{a,i}$	hodnota aktivního zemního tlaku v i-té vrstvě dle Coulomba
$K_{p,i}$	hodnota pasivního zemního tlaku v i-té vrstvě dle Coulomba
$\sigma_{o,i}$	svislé geostatické napětí

Součinitele K_{ae} a K_{pe} pro aktivní a pasivní tlaky se zahrnutím účinků od zemětřesení získáme dle teorie Mononobe-Okabe z následujících vztahů:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cdot \cos^2\alpha \cdot \cos(\psi + \alpha + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \alpha) \cdot \cos(-\beta + \alpha)}}\right)^2} \quad (7.9)$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi + \alpha)}{\cos\psi \cdot \cos^2\alpha \cdot \cos(\psi - \alpha + \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \psi + \beta)}{\cos(\delta + \psi - \alpha) \cdot \cos(\beta - \alpha)}}\right)^2} \quad (7.10)$$

kde:	γ - objemová tíha zeminy	[kNm ⁻³]
	φ - úhel vnitřního tření zeminy	[°]
	δ - úhel tření mezi zeminou a konstrukcí	[°]
	α - sklon rubu líce od svislé	[°]
	β - odklon povrchu terénu od vodorovné	[°]
	k_v - seismický koeficient svislého zrychlení	[-]
	k_h - seismický koeficient vodorovného zrychlení	[-]
	ψ - seismický úhel setrvačnost	[°]

Je-li hodnota odklonu seismických sil ψ/Ψ^* vypočtena ze vzorce pro aktivní zemní tlak menší nebo rovna rozdílu úhlu vnitřního tření a sklonu povrchu terénu ($\Psi = \varphi - \beta$), použijeme do vzorce pro K_{ae} právě tuto hodnotu. Je-li však hodnota ψ/Ψ^* větší, počítá se s hodnotou $\psi = \varphi - \beta$.

V případě pasivního zemního tlaku musí být hodnota odklonu seismických sil ψ/Ψ^* menší nebo rovna součtu úhlu vnitřního tření a sklonu povrchu terénu ($\psi = \varphi + \beta$).

Svislé geostatické napětí je v tomto případě dáno vztahem:

$$\sigma_{o,i} = \sum_0^H \gamma_i \cdot h_i (1 - k_v) \quad (7.11)$$

kde:	γ_i	objemová tíha v i-té vrstvě zeminy	[kNm ⁻³]
	h_i	mocnost i-té vrstvy zeminy	[m]
	k_v	seismický koeficient svislého zrychlení	[-]

V předešlém vzorci se setkáváme se seismickým koeficientem svislého zrychlení k_v , který je společně se seismickým koeficientem k_h (vodorovné zrychlení) získán ze seismického posudku dané lokality.

Z jednotlivých koeficientů seismického zrychlení k_h a k_v se dopočítává seismický úhel setrvačnosti Ψ . Jedná se o odklon výslednice setrvačných sil od svislice, který se vypočte dle vztahu:

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (7.12)$$

V místě, kde se konstrukce nachází pod hladinou podzemní vody je třeba použít místo dosavadního seismického úhlu Ψ úhel Ψ^* .

$$\psi^* = \tan^{-1} \cdot \frac{\gamma_{sat} \cdot k_h}{\gamma_{su}(1 - k_v)} \quad (7.13)$$

kde:	γ_{sat}	objemová tíha plně nasycené zeminy	[kNm ⁻³]
	γ_{su}	objemová tíha zeminy pod vodou	[kNm ⁻³]
	k_h	koeficient vodorovného zrychlení	[-]
	k_v	koeficient svislého zrychlení	[-]

Na konstrukci působí také hydrodynamický tlak vyvolaný volnou vodou. Výslednice hydrodynamického tlaku za konstrukcí P_{wd} působí ve výšce y_{wd} od paty konstrukce

$$y_{wd} = 0,4 \cdot H \quad (7.14)$$

kde:	H	výška konstrukce	[m]
------	---	------------------	-----

Velikost hydrodynamického tlaku je dána vztahem:

$$P_{wd} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (7.15)$$

kde:	γ_w	objemová tíha vody	[kNm ⁻³]
	k_h	seismický koeficient vodorovného zrychlení	[-]
	H	výška konstrukce	[m]

8. MATEMATICKÝ MODEL LOKALITY – GEO 5 MKP [5.1, 2.36, 1.8]

Jako první při tvorbě modelu byly nastaveny metody výpočtu. Konkrétně pro tuto práci byl zvolen rovinný typ úlohy a napjatost jako typ výpočtu. Taktéž byla stanovena geostatická napjatost jako způsob výpočtu první fáze a byly zvoleny normy pro betonové konstrukce (EN 1992 1-1 (EC2)) a ocelové konstrukce (EN 1993 1-1 (EC3)).

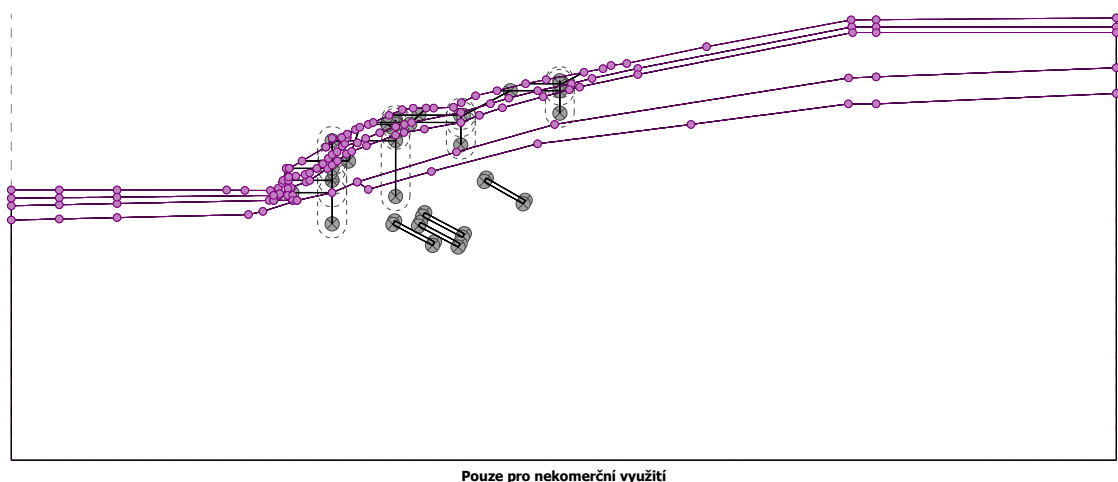
8.1 SOUŘADNÝ SYSTÉM

Globální souřadný systém je pravotočivý (kladná osa x jde zleva doprava, kladná osa z jde zcela nahoru, kladná osa y se “zapichuje” do roviny xz, kladný směr rotace kolem osy y je ve směru otáčení hodinových ručiček. Pro tuto práci byl zvolen počátek souřadného systému na horní hraně paží konstrukce.

8.2 TOPOLOGIE

Definování topologie konstrukce se skládá z několika kroků. Nejprve je nutné zadat rozhraní vrstev zemin, tuhých těles, linií, parametry zemin a kontraktů a následně vygenerovat síť konečných prvků.

Modelový prostor je navržen s dostatečnou rezervou na obě strany od zadávané konstrukce tak, aby nedocházelo k ovlivnění výsledků, a to konkrétně 80 m nalevo od horní hrany konstrukce č.2 a 150 m na stranu pravou.



Obr. 8.1 Modelový prostor „svět“

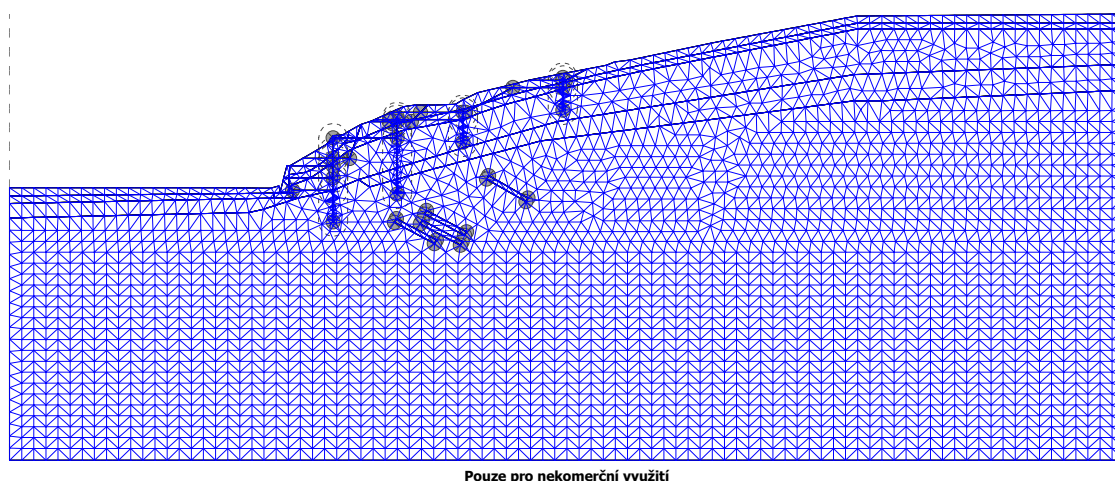
Do hloubky byl model navržen tak, aby poslední modelovaná vrstva zeminy měla dostatečnou rezervu, tj. v modelu bylo toto zohledněno hodnotou 50m.

V topologii byly dále definovány parametry zemin dle tab. 2.1 v kapitole 2. Smykové parametry jednotlivých zemin byly zadány v reziduálních hodnotách.

Jelikož se přitížení nachází na povrchu zeminy, bylo nutné zadat pod přitížením vrstvu zeminy jako elastický model, a to z důvodu konvergence výpočtu.

“Volnými liniemi“ případně “Volnými body“ lze jednoduše a rychle vytvořit samotnou konstrukci. Následně je však třeba provést “zahuštění bodů“ či “zahuštění linií“ a to z důvodu vytvoření vhodné sítě konečných prvků. “Zahuštění linií“ bylo provedeno o délce hrany prvku 0,2 m a poloměru 3 m.

V posledním kroku topologie byla vygenerována síť konečných prvků o velikosti sítě 2,5 m. Program GEO 5 MKP využívá standardně šestiuzlové trojúhelníkové prvky s automatickým vyhlazováním sítě a dále také klasické tříuzlové trojúhelníky. Pro model byly využity šestiuzlové trojúhelníkové prvky.



Obr. 8.2 Vygenerovaná síť konečných prvků se zahuštěním v oblasti zemních konstrukcí

Program GEO 5 MKP obsahuje automatický generátor okrajových podmínek, tj. neposuvný kloub v uzlech sítě na spodním vodorovném okraji a posuvné klouby v uzlech sítě na levém a pravém svislém okraji.

Správně vygenerovaná síť konečných prvků je základním předpokladem dosažení správných výsledků.

Čím je síť hustší, tím jsou přesnější výsledky, proto bylo třeba (jak už bylo zmíněno) zhustit síť u prvků konstrukce, od které požadujeme určité výsledky.

8.3 FÁZE VÝSTAVBY

Po zadání topologie konstrukce a vygenerování sítě konečných prvků se vlastní výpočty provádí v jednotlivých fázích budování, které by měly odpovídat skutečnému procesu výstavby.

Z důvodu potřebného zjednodušení modelu vytvořeného v programu GEO 5 MKP bylo nutné některé fáze výstavby sloučit. Sloučení těchto fází bylo provedeno v místech, kde nedojde k negativnímu ovlivnění získaných výsledků.

Výpočet každé fáze (u napjatostního typu výpočtu) vychází z fáze předchozí.

8.3.1 1. FÁZE (PŮVODNÍ STAV)

V počáteční fázi budování je proveden výpočet geostatické napjatosti předmětné lokality, včetně posouzení počáteční stability svahu před započítáním vlastní stavby. Výsledkem výpočtu této fáze je tedy počáteční napjatost a výchozí stabilita posuzované lokality.

Součástí této fáze výpočtu je definované přitížení od místní pozemní komunikace nacházející se přibližně uprostřed zájmové lokality viz schéma 8.1. Toto nahodilé zatížení bylo zvoleno jako pásové vodorovné (tzn. se sklonem úhlu α rovno 0°) a bylo umístěno na terén svahu počátkem (bod x) a jeho délkou.

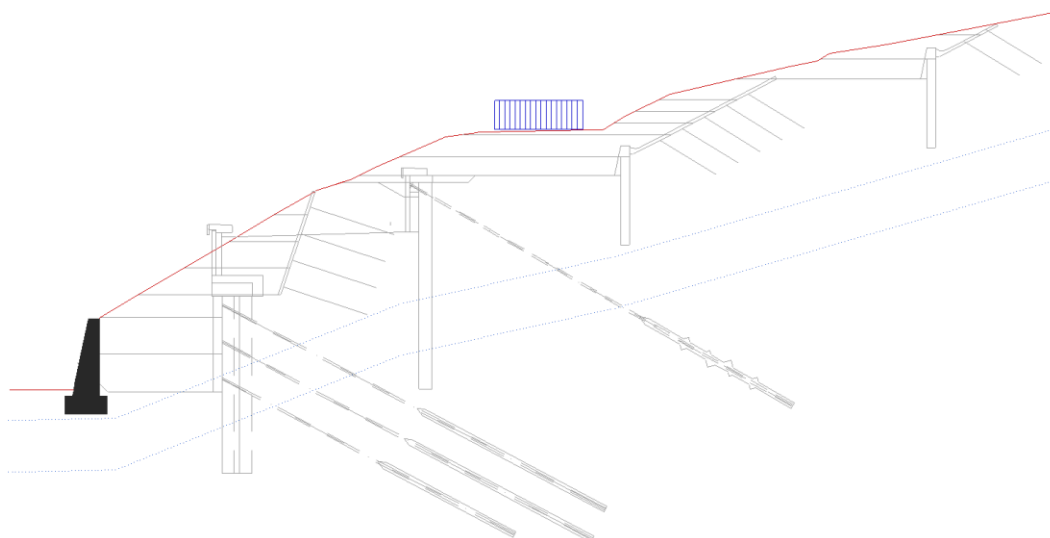


Schéma 8.1 1. fáze (Původní stav)

Počáteční fáze zahrnující výpočet geostatické napjatosti předmětné lokality před započítáním výstavby. V této fázi je počítáno s přitížením místní pozemní komunikace, která bude dále v průběhu stavby zrušena

Hladina podzemní vody byla zadána hodnotami pórového napětí pomocí izolinií. První izolinie s nulovou hodnotou pórového tlaku je programem automaticky zadána na povrch terénu. Druhá izolinie byla umístěna do úrovně průzkumem zjištěné hladiny podzemní vody a byla jí přiřazena nulová hodnota pórového napětí.

Třetí izolinie byla zadána 3,5 m pod druhou izolinií, přibližně v úrovni, kde se dle IG průzkumu střídá vrstva pískovců s jílovcí. Tato je reprezentována hodnotou pórového tlaku 35,0 kPa. Na schématu 8.1 je dále znázorněno zavedení podzemní vody do matematického modelu pomocí izolinií pórových tlaků. Na linie sítě rubu původní opěrné zdi byly umístěny kontaktní prvky, které charakterizují chování kontaktu mezi zeminou. Všem kontaktním prvkům byl přiřazen plastický materiálový model vycházející z Mohr-Coulombovy podmínky plasticity s vyloučením tahové pevnosti. Základními parametry plastického modelu jsou koheze c , koeficient tření μ a úhel dilatance ψ . V této fázi byl dále proveden výpočet stability, při kterém program redukoval zadané hodnoty zamin (c -koheze, φ -úhel vnitřního tření) a hledal okamžik zplastizování zeminy.

8.3.2 2. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 2 – 13)

Tyto fáze byly pro zjednodušení matematického modelu sloučeny. Jedná se o fáze budování hřebíkováného svahu, který chrání pracovní plošinu pro vrtání pilot konstrukce č. 1 (dle schématu 5.2 v kapitole 5) v odřezu. Konstrukce hřebíkováného svahu je konstrukcí dočasnou a pracovní plošina bude ve finální fázi výstavby opět zasypána.

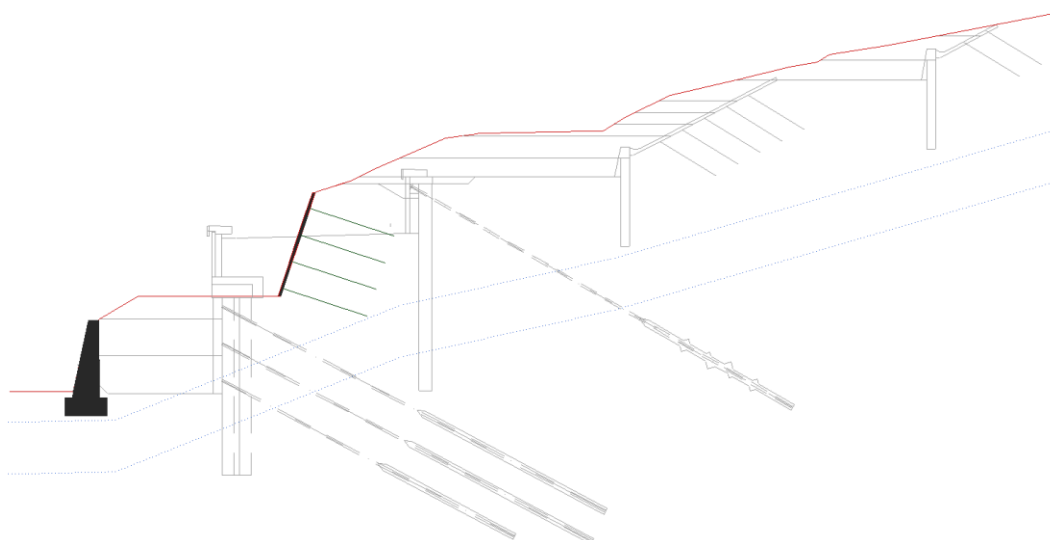


Schéma 8.2 2. fáze (na schématu znázorněny fáze výstavby 2 – 13)

2- odkop zeminy pro horní zemní hřebík; 3- osazení horní řady zemních hřebíků; 4- stříkaný beton stěny v místě odkopu; 5- odkop zeminy pro druhý hřebík; 6- osazení druhé řady hřebíků shora; 7- stříkaný beton stěny v místě druhého hřebíku; 8- odkop zeminy v místě třetího hřebíku; 9- osazení zemního hřebíku č.3; 10- stříkaný beton; 11- odkop poslední vrstvy zeminy; 12- osazení spodní řady zemních hřebíků; 13- stříkaný beton

V této fázi byl v programu proveden odkop (deaktivace) na úroveň pracovní plošiny pro vrtání pilot, zavedení hřebíků do modelu a současně zastříkání povrchu svahu stříkaným betonem.

Hřebíky byly do modelu zavedeny pomocí kotevního prvku a předepruty. Tímto byla provedena aktivace hřebíků, která je při správném dodržení postupu výstavby hřebíkováného svahu zavedena do výztužných prvků vlivem přirozené deformace zemního tělesa.

Kotevní prvky jsou v programu modelovány pomocí elastického tyčového prvku s konstantní normálovou tuhostí. Porušení tohoto kotevního prvku je dáno zadáním maximální síly.

Kotva je uchycena do zeminy ve dvou bodech a to na jejím počátku a jejím konci. Po délce kotvy není působení mezi zeminou a výztužným prvkem uvažováno. Kotevní prvky jsou definovány počátkem a koncem prvku, tuhostí, úhlem a její délkou.

Kotva standardně nepůsobí v tlaku, při tlakovém namáhání je z výpočtu dočasně vyřazena. Pokud by však během výpočtu přešla do tahu (například vlivem změny zatížení, geometrie a podobně) je opět aktivována.

Protože se kotva ve výpočtu deformuje, může dojít k poklesu zadané předpínací síly. V případě snahy dosáhnout konkrétní předpínací síly, je nutné kotvu v další fázi na tuto sílu dopnout nebo zadat dostatečně větší předpínací sílu.

Stříkaný beton, který slouží k vyztužení a vytvoření odolného povrchu svahu za účelem vytvoření kompaktní zdi byl v modelu zadán nosíkovými prvky na příslušné linie, které byly definovány v topologii. Linie představují střednici nosníku (střednici stříkaného betonu).

Program počítá s vlastní tíhou nosníků. Nosníky jsou v programu GEO 5 MKP modelovány pomocí nosíkových prvků se třemi stupni volnosti v každém uzlu prvku.

Nosíkové prvky zabudované v programu jsou postaveny na Mindlinově teorii, která předpokládá, že průřez zůstává po deformaci rovinný, není však kolmý k deformované střednici prutu. Ohybové momenty a osově síly program počítá v uzlech sítě.

Těmto nosíkovým prvkům byla programem vypočtena tuhost na základě zadané výšky (v našem případě šířky vrstvy stříkaného betonu) nosníku na délku jednoho metru. Dále byly nosníkům přiřazeny kontakty, které charakterizují chování mezi nosníkem (stříkaným betonem) a příslušnou vrstvou základové půdy. Všem kontaktním prvkům byl přiřazen plastický materiálový model.

Program umožňuje zadat tři typy zakončení nosníků (vetknuté, kloubové, patička). Pro spodní hranu stříkaného betonu bylo v této práci zvoleno zakončení "patička". Pro horní hranu bylo zvoleno zakončení kloubové a mezi jednotlivými nosíky bylo voleno zakončení vetknutím.

Patička je speciální typ uložení v zemině, roznáší zatížení do okolní zeminy, čímž zajišťuje, že se konstrukce do zeminy "nezapíchne" a výpočet je stabilní. Šířka této patičky odpovídá šířce nosníku, v našem případě šířce vrstvy stříkaného betonu.

8.3.3 3. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 14 – 15)

Jedná se o vrtání pilotové stěny (konstrukce č. 1) tvořenou z pilot o dvou řadách a následné betonování převážkového trámu u hlav pilot.

Pilotovou stěnu i převážku pilot v programu reprezentují nosíkové prvky, které byly zadány plochou průřezu a momentem setrvačnosti.

Konec nosníkového prvku (piloty) v zemině byl zadán zakončením “paticka” se šířkou odpovídající šířce paty skutečné piloty. Spojení mezi jednotlivými nosníky piloty a převázky bylo voleno zakončením vetknutím. Z důvodu výstavby úhlové zdi byl na této převázce horní konec nosníku opět volen se zakončením vetknutím. Každému nosníkovému prvku byl přiřazen příslušný kontakt odpovídající vrstvám základové půdy.

8.3.4 4. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 16)

V této fázi byl v programu GEO 5 MKP proveden odkop (deaktivace) na úroveň první kotevní plošiny (0,5 m pod úroveň budoucí kotvy) pilotové stěny konstrukce č. 1. Při tomto odkopu došlo k částečnému odhalení nosníkového prvku č. 6. Z tohoto důvodu bylo třeba provést odstranění levého kontaktního prvku zmiňovaného nosníkového prvku.

8.3.5 5. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 17)

Pátá fáze výstavby zahrnuje kotvení pilotové stěny. Porušení tohoto kotevního prvku je dáno zadáním maximální síly. Kotva byla v této fázi předepnuta a je uchycena do zeminy ve dvou bodech a to na jejím počátku a jejím konci. Kotva byla zadána počátkem, úhlem, délkou a vzdáleností mezi jednotlivými kotvami.

8.3.6 6. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 18)

Zde byl proveden odkop (deaktivace) na úroveň druhé kotevní plošiny (0,5 m pod úroveň budoucí kotvy) pilotové stěny konstrukce č. 1. Při tomto odkopu došlo k částečnému odhalení nosníkového prvku č. 5. Z tohoto důvodu bylo třeba provést odstranění levého kontaktního prvku zmiňovaného nosníkového prvku.

8.3.7 7. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 19)

Sedmá fáze výstavby zahrnuje kotvení pilotové stěny (kotevní prvek č. 6). Porušení tohoto kotevního prvku je dáno zadáním maximální síly. Kotva byla v této fázi předepnuta a je uchycena do zeminy ve dvou bodech, a to na jejím počátku a jejím konci. Kotva byla zadána počátkem, úhlem, délkou a vzdáleností mezi jednotlivými kotvami.

8.3.8 8. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 20)

V této fázi byl proveden odkop (deaktivace) na úroveň třetí kotevní plošiny (0,5 m pod úroveň budoucí kotvy) pilotové stěny konstrukce č. 1 a současně vrtání hloubkových odvodňovacích vrtů pro snížení hladiny podzemní vody respektive posunutí rozhraní č. 2 pórového tlaku o 1,5 m níže. Dále byla upravena hodnota pórového tlaku rozhraní č. 3 snížením na hodnotu 20 kPa.

Při tomto odkopu došlo k částečnému odhalení nosníkového prvku č. 7. Z tohoto důvodu bylo třeba provést odstranění levého kontaktního prvku zmiňovaného nosníkového prvku.

8.3.9 9. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 21)

Devátá fáze výstavby zahrnuje kotvení pilotové stěny (kotevní prvek č. 7). Porušení tohoto kotevního prvku je dáno zadáním maximální síly.

Kotva byla v této fázi předepnuta a je uchycena do zeminy ve dvou bodech, a to na jejím počátku a jejím konci. Kotva byla zadána počátkem, úhlem, délkou a vzdáleností mezi jednotlivými kotvami.

Zářez provedený v patě svahu je z hlediska nestability svahu rizikový. Z tohoto důvodu bylo třeba prokázat dostatečný stupeň stability. Stupeň stability byl ověřen pomocí rámu Stabilita svahu v programu GEO 5 MKP.

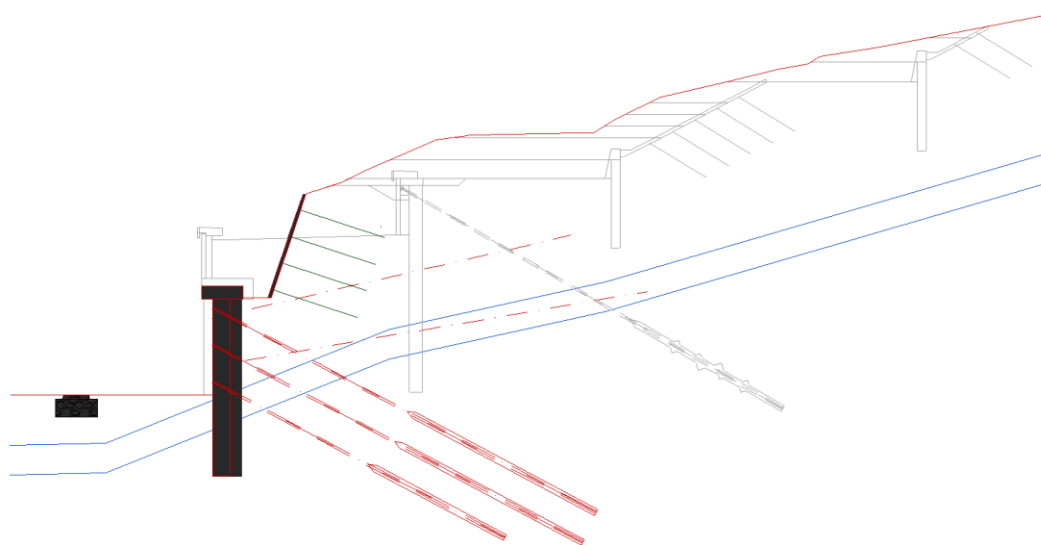


Schéma 8.3 9. fáze (na schématu dále znázorněny fáze výstavby 14 – 21)

14- vrtání, betonová a armování pilotové stěny; 15- betonování a armování převážky; 16- odkop na úroveň 1. kotevní plošiny; 17- osazení horní řady kotev; 18- odkop na úroveň 2. kotevní plošiny; 19- osazení prostřední řady kotev; 19- odkop na úroveň poslední 3. kotevní plošiny; 20- provedeny odvodňovací vrty, upravena hodnota pórového tlaku snížením o 1,5m; 21- osazení spodní řady kotev

8.3.10 10. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 22 AŽ 25)

Jedná se o vybudování hřebíkováného svahu s georohoží tvořící jeho čelní plochu, který bude chránit plošinu pro vrtání pilot konstrukce č. 4 (dle schématu 5.2 v kapitole 5) a současně bude po dokončení stavby sloužit jako trvalá konstrukce zajištění stability svahu. Fáze výstavby samotného hřebíkováného svahu byly z důvodu zjednodušení matematického modelu sloučeny. Při skutečné realizaci hřebíkováného svahu je třeba dodržet správný postup výstavby.

V této fázi byl v programu proveden odkop (deaktivace) na úroveň pracovní plošiny pro vrtání pilot a zavedení hřebíků do modelu. Hřebíky byly do modelu zavedeny pomocí kotevního prvku a předepnuty. Tímto byla provedena aktivace hřebíků, která je při správném dodržení postupu výstavby hřebíkováného svahu zavedena do výztužných prvků vlivem přirozené deformace zemního tělesa. Kotva byla zadána počátkem, úhlem a délkou.

8.3.11 11. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 26 A 27)

V této fázi výstavby byly do modelu zavedeny nosníkové prvky, které reprezentují pilotovou stěnu a převázkový trám pilot konstrukce č. 4 (dle schématu 5.2 v kapitole 5). Nosníkové prvky byly přiřazeny příslušným liniím vytvořeným v topologii. Těmto prvkům byly dále zadány průřezové a materiálové hodnoty včetně kontaktů. Konec nosníkového prvku (piloty) v zemině byl zadán zakončením "patička" se šířkou odpovídající šířce paty skutečné piloty. Spojení mezi jednotlivými nosníky piloty a převázky bylo voleno vetknutím. Horní konec nosníku převázky byl zvolen se zakončením kloubovým.

8.3.12 12. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 28)

Ve dvanácté fázi byl proveden odkop (deaktivace) na úroveň pracovní plošiny pro betonování povrchové úpravy stěny konstrukce č. 4 a odebrání levého kontaktu nosníkového prvku.

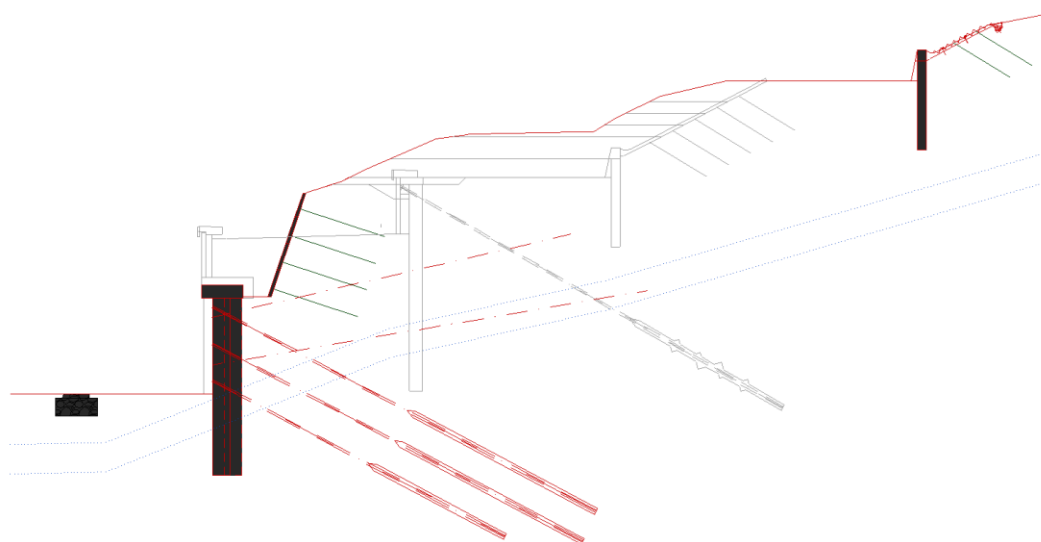


Schéma 8.4 12. fáze (na schématu znázorněny dále fáze výstavby 22 – 28)

22- odkop první úrovně zeminy; 23- osazení hřebíků; 24- odkop druhé úrovně zeminy; 25- osazení druhého hřebíku; 26- provedení pilotové stěny; 27- osazení horní převázky pilotové stěny; 28- odkop zeminy na úroveň pracovní plošiny pro betonáž povrchové úpravy pilotové stěny

8.3.13 13. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 29 AŽ 33)

Tato fáze zahrnuje betonáž povrchové úpravy pilotové stěny konstrukce č. 4 a současně realizaci hřebíkového svahu nad budoucí konstrukcí č. 3 dle schématu 5.2 v kapitole 5. Zmíněný hřebíkový svah překonává výškový rozdíl jednotlivých pracovních plošin, slouží jako ochrana při budování pilot konstrukce č. 2 a také jako trvalá konstrukce zajišťující stabilitu svahu po dokončení stavby. Fáze výstavby samotného hřebíkového svahu byly z důvodu zjednodušení matematického modelu sloučeny. Při skutečné realizaci hřebíkového svahu je třeba dodržet správný postup výstavby.

Hřebíky byly do modelu zavedeny pomocí kotevního prvku a předepruty. Kotva byla zadána počátkem, úhlem a délkou.

Součástí této fáze výpočtu je přitížení od přeložky pozemní komunikace viz schéma 8.5. Toto nahodilé zatížení bylo zvoleno jako pásové vodorovné (tzn. se sklonem úhlu α rovno 0°) a bylo umístěno na terén svahu počátkem (bod x) a jeho délkou.

8.3.14 14. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 34 A 35)

V této fázi výstavby byly do modelu zavedeny nosníkové prvky, které reprezentují pilotovou stěnu a převázkový trám pilot konstrukce č. 3 (dle schématu 5.2 v kapitole 5).

Nosníkové prvky byly přiřazeny příslušným liniím vytvořeným v topologii. Těmto prvkům byly dále zadány průřezové a materiálové hodnoty včetně kontaktů.

8.3.15 15. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 36)

V patnácté fázi byl proveden odkop (deaktivace) na úroveň pracovní plošiny pro betonování povrchové úpravy stěny konstrukce č. 3 viz schéma 8.5 a odebrání levého kontaktu této konstrukce. Současně byla zvýšena tuhost nosníkového prvku v místě převázkový piloty.

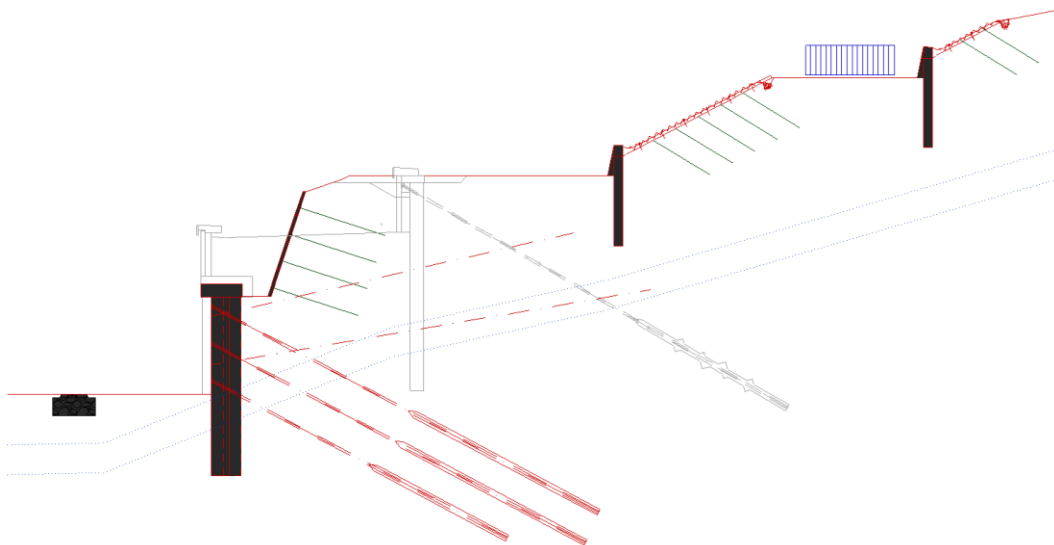


Schéma 8.5 15. fáze (na schématu znázorněny dále fáze výstavby 29 – 36)

8.3.16 16. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 37 AŽ 39)

V této fázi bylo provedeno snížení levé poloviny stávající pracovní plošiny na úroveň pracovní plošiny pro vrtání pilot konstrukce č. 2. Současně byla v této fázi provedena pilotová stěna konstrukce č. 2, včetně betonové převázkový.

8.3.17 17. FÁZE (FÁZE 40 A 41)

Součástí této fáze budování MKP modelu bylo odkopání zeminy na úroveň kotevní plošiny pro osazení kotvy pilot konstrukce č. 2, včetně osazení a předeptnutí kotvy.

Parametry kotevního prvku jsou opět uvedeny v tab. 8.2.

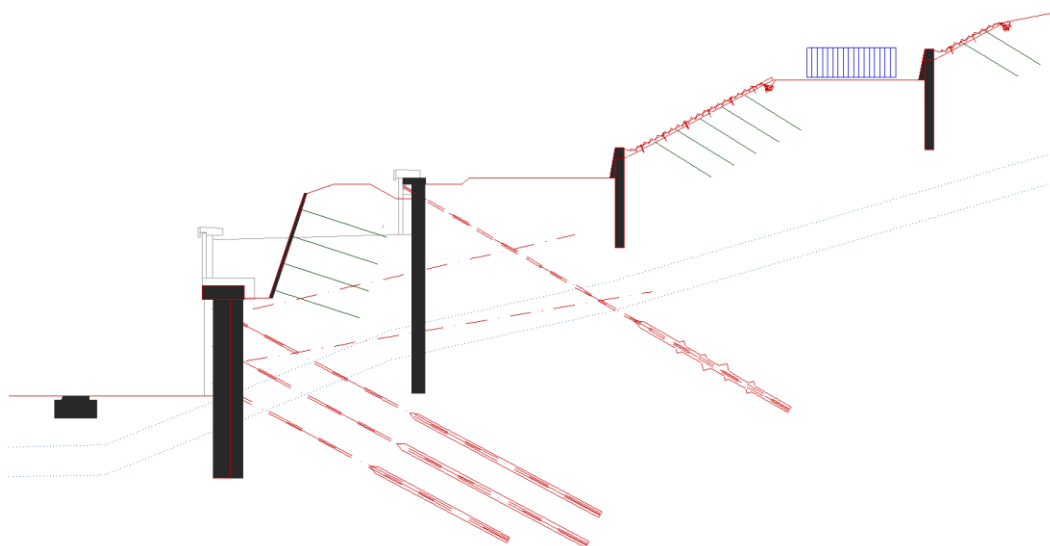


Schéma 8.6 17. fáze (na schématu znázorněny dále fáze výstavby 37 – 41)

8.3.18 18. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 42 AŽ 44)

Odkop horní části původního hřebíkaného svahu nad konstrukcí č. 1 na úroveň budoucího tělesa levého dálničního pruhu. V této fázi byla dále vybudována úhlová stěna na převážce pilotové stěny konstrukce č. 1.

Zároveň byla provedena betonáž povrchové úpravy pilot konstrukce č. 2 zvětšením průřezových parametrů nosíkového prvku.

8.3.19 19. FÁZE (FÁZE VÝSTAVBY 45 AŽ 47)

V této fázi bude proveden zásyp prostoru za úhlovou zdí a betonáž železobetonových monolitických říms. Současně bude provedena povrchová úprava pilotové stěny konstrukce č. 1.

Zásyp prostoru za úhlovou zdí byl proveden aktivací oblasti a přiřazením příslušné zeminy. ŽB monolitické římsy jsou opět reprezentovány nosíkovým prvkem viz tab. 8.1.

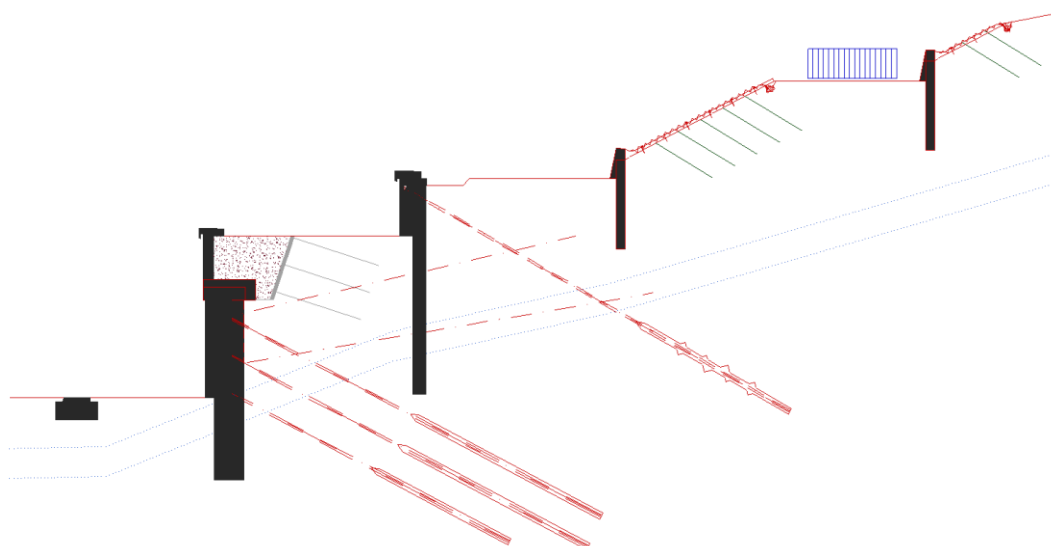


Schéma 8.7 19. fáze (na schématu znázorněny dále fáze výstavby 42 – 47)

8.3.20 20. FÁZE

V této fázi je přidáno zatížení od provozu dálnice o intenzitách viz tab. 8.4 a schéma 8.8

8.3.21 21. FÁZE

Fáze 21. zavádí do modelu přitížení od seismických účinků spočítané pro aktivní zemní tlaky dle teorie Mononobe – Okabe. Síly od seismických účinků jsou do modelu zadány formou spojitých zatížení na pilotové konstrukce viz schéma 8.8 o intenzitách viz tab 8.6.

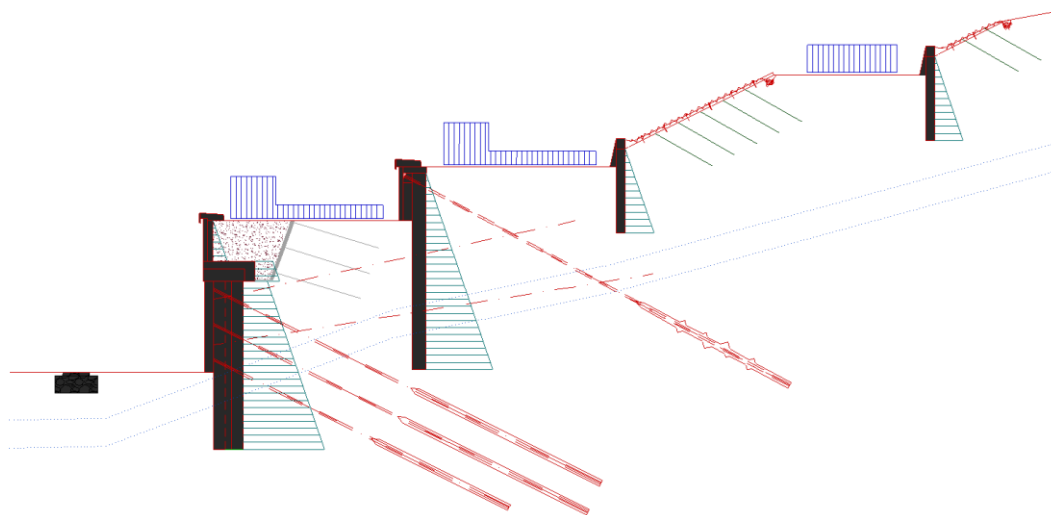


Schéma 8.8 21. fáze nahodilé zatížení od provozu- dálnice;
přírůstek aktivních tlaků vlivem seismických účinků

8.3.22 22. FÁZE

Ve fázi 22. je dále zavedeno do modelu přitížení od seismických účinků spočítané pro pasivní zemní tlaky rovněž dle teorie Mononobe – Okabe. Síly od seismických účinků jsou do modelu zadány formou spojitých zatížení na pilotové konstrukce viz schéma 8.9 o intenzitách viz tab. 8.7. Síly od úbytku pasivních účinků jsou zadány ve stejném směru jako účinky aktivní.

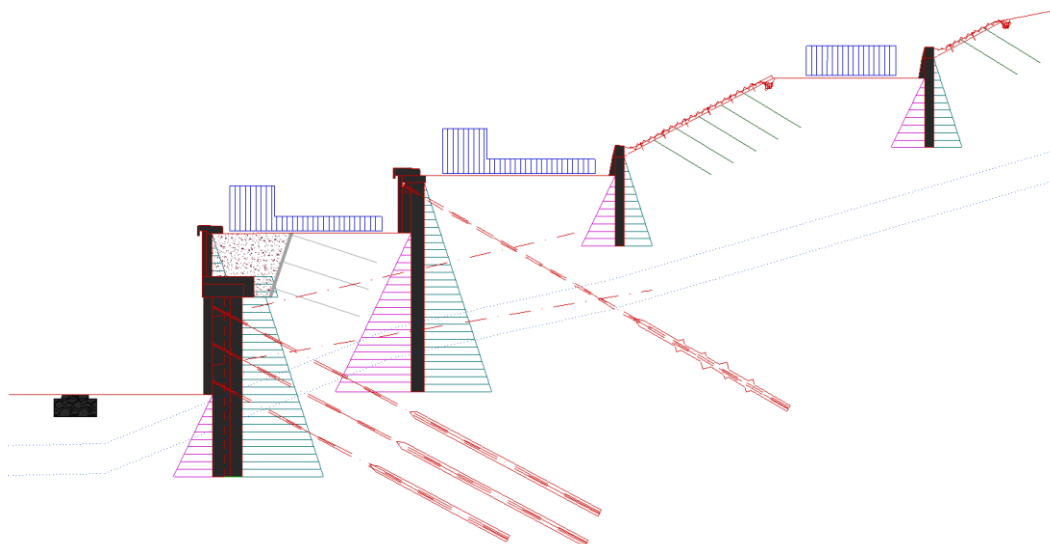


Schéma 8.9 22. fáze nahodilé zatížení od provozu dálnice, přírůstek zatížení aktivních a úbytek pasivních tlaků vlivem seismických účinků

8.3.23 23. FÁZE

23. fáze modelování uvažuje zatížení od dálnice v extrémních hodnotách dle příslušných normových předpisů (ČSN EN 1991-2), jejichž hodnoty jsou uvedeny v tab. 8.5. V této fázi již nejsou zahrnuty do modelu seismické účinky na příslušné konstrukce.

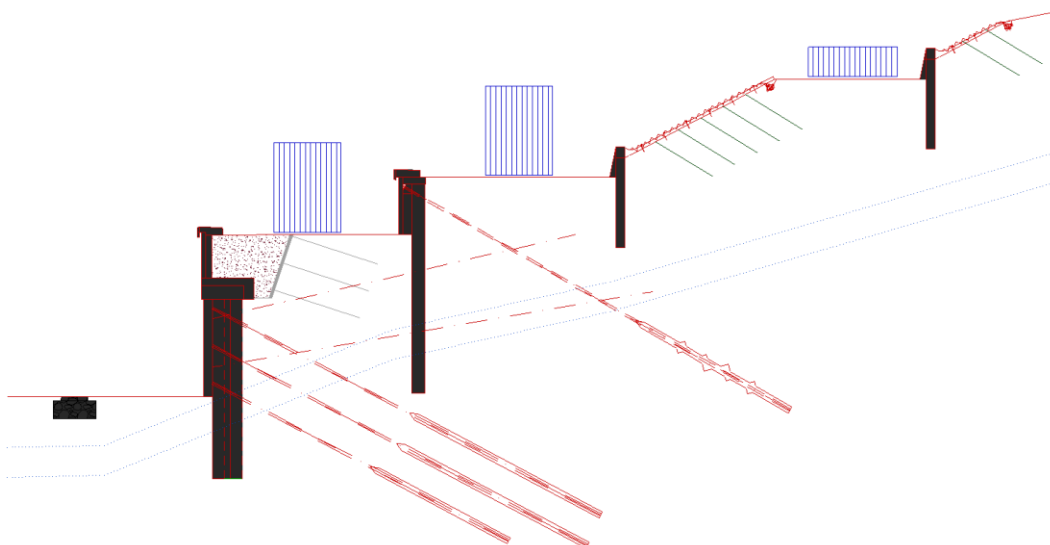


Schéma 8.10 23. fáze extrémní nahodilé zatížení od provozu dálnice

Tab. 8.1 Nosníkové prvky použité v modelu

název	umístění	uložení		uvažovat vlastní tíhu	průřez [m]	materiál	kontakt	
		začátek	konec				vlevo	vpravo
SB - hřebíkový svah (konstrukce č. 1)	linie sítě	patička (0,2)	vetknutí	ano	1,0(b)x0,2(h)	C20/25	-	1
	linie sítě	vetknutí	vetknutí	ano	1,0(b)x0,2(h)	C20/25	-	2
	linie sítě	vetknutí	vetknutí	ano	1,0(b)x0,2(h)	C20/25	-	3
	linie sítě	vetknutí	kloub	ano	1,0(b)x0,2(h)	C20/25	-	3
Pilotová stěna (konstrukce č. 1)	volná linie	patička (1,5)	vetknutí	ano	$A=0,942 \text{ m}^2/\text{m}$, $I_y=0,236 \text{ m}^4/\text{m}$	C30/37	4	4
	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	$A=0,942 \text{ m}^2/\text{m}$, $I_y=0,236 \text{ m}^4/\text{m}$	C30/37	3	3
	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	$A=0,942 \text{ m}^2/\text{m}$, $I_y=0,236 \text{ m}^4/\text{m}$	C30/37	3	3
	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	$A=0,942 \text{ m}^2/\text{m}$, $I_y=0,236 \text{ m}^4/\text{m}$	C30/37	3	3
Převázka pilotové stěny (konstrukce č. 1)	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	1,0(b)x3,5(h)	C30/37	-	6
Pilotová stěna (konstrukce č. 4)	volná linie	patička (0,6)	vetknutí	ano	D=0,6 m, L=2,0 m	C30/37	-	2
	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	D=0,6 m, L=2,0 m	C30/37	2	2
Převázka pilotové stěny (konstrukce č. 4)	volná linie	vetknutí	kloub	ano	1,0(b)x0,6(h)	C30/37	-	-
Pilotová stěna (konstrukce č. 3)	volná linie	patička (0,6)	vetknutí	ano	D=0,6 m, L=2,0 m	C30/37	3	3
	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	D=0,6 m, L=2,0 m	C30/37	2	2
Převázka pilotové stěny (konstrukce č.3)	volná linie	vetknutí	kloub	ano	1,0(b)x0,6(h)	C30/37	-	-
Pilotová stěna (konstrukce č. 2)	volná linie	patička (0,9)	vetknutí	ano	D=0,9 m, L=1,2 m	C30/37	3	3
	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	D=0,9 m, L=1,2 m	C30/37	2	2
	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	D=0,9 m, L=1,2 m	C30/37	2	2
Převázka pilotové stěny (konstrukce č.2)	volná linie	vetknutí	kloub	ano	1,0(b)x1,55(h)	C30/37	-	-
úhelníková stěna (konstrukce č. 1)	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	1,0(b)x3,5(h)	C30/37	-	6
	volná linie	vetknutí	vetknutí	ano	1,0(b)x0,4(h)	C30/38	-	6
prefabrikovaná římsa (konstrukce č. 1)	volná linie	vetknutí	kloub	ano	1,0(b)x0,5(h)	C30/37	-	-

Tab. 8.2 Parametry zemních kotev použitých v modelu

název	délka l [m]	sklon [°]	vzdálenost b [m]	průměr d [mm]	modul pružnosti E [MPa]	síla na přetržení Fc [kN]	síla F [kN]
Hřebíkový svah (konstrukce č. 1)	8	18	2	32	200000	400	0,1
	8	18	2	32	200000	400	0,1
	8	18	2	32	200000	400	0,1
	8	18	2	32	200000	400	0,1
Kotvy na konstrukci č. 1	29,5	28	2,4	38	200000	1982	850
	29,5	28	2,4	38	200000	1982	800
	29,5	28	2,4	38	200000	1982	800
Hřebíkový svah (nad konstrukci č. 4)	6	30	2,4	32	200000	400	0,1
	6	30	2,4	32	200000	400	0,1
	6	30	2,4	32	200000	400	0,1
Hřebíkový svah (nad konstrukci č. 3)	6	30	2,4	32	200000	400	0,1
	6	30	2,4	32	200000	400	0,1
	6	30	2,4	32	200000	400	0,1
	6	30	2,4	32	200000	400	0,1
	6	30	2,4	32	200000	400	0,1
Kotvy na konstrukci č. 2	30	30	4,8	38	200000	1982	900

Tab. 8.3 Typy kontaktů

č.	název
1	beton_deluviální sutě
2	beton_jíly
3	beton_jílovce místy pískovce
4	beton_pískovce
5	beton_jílovce
6	beton_zásyp

Tab. 8.4 Hodnoty pórových tlaků

rozhraní	u [kPa]
Povrch terénu	0
Vrstva pískovců (horní povrch)	0
Vrstva pískovců (dolní povrch)	35/25

Tab. 8.5 Hodnoty přitížení povrchu

název	typ	umístění	počátek x [m]	délka l [m]	sklon [°]	q [m]
původní komunikace	pásové	rozhraní	6,35	7,5	0	9
přeložka komunikace	pásové	linie	24,57	7,5	0	9
dálnice L_q1	pásové	na povrchu	-12,62	3	0	9
dálnice L_q2	pásové	na povrchu	-9,62	7,25	0	2,5
dálnice P_q1	pásové	na povrchu	0,63	3	0	9
dálnice P_q2	pásové	na povrchu	3,63	7,25	0	2,5
dálnice L_mimořádné	pásové	na povrchu	-8,12	4,5	0	50
dálnice P_mimořádné	pásové	na povrchu	5,13	4,5	0	50

Tab. 8.6.1 Tabulka hodnot aktivních přírůstků seismických účinků, část 1

kce	hloubka h [m]	mocnost vrstvy t [m]	objemová hmotnost vrstvy γ [kNm ⁻³]	suchá objemová hmotnost γ_d [kNm ⁻³]	měrná hmotnost γ_s [kNm ⁻³]	pórovitost n [%]	objemová hmotnost vrstvy nasycené zeminy γ_{sat} [kNm ⁻³]	objemová hmotnost vrstvy pod vodou γ_{su} [kgm ⁻³]	úhel vnitřního tření φ [°]	soudržnost zeminy c_{eff} [kPa]	typ podloží
1	2,96	2,96	20,0	16,3	27,0	39,4	20,2	10,3	25,8	10,0	B
	5,65	2,69	20,0	16,6	27,0	38,5	20,5	10,5	22,1	19,0	B
	16,65	11,00	24,6	23,6	26,7	11,9	24,8	14,8	26,0	50,0	A
2	2,18	2,18	20,0	16,6	27,0	38,5	20,5	10,5	22,1	19,0	B
	13,98	11,8	24,6	23,6	26,7	11,9	24,8	14,8	26,0	50,0	A
3	2,08	2,08	20,0	16,6	27,0	38,5	20,5	10,5	22,1	19,0	B
	6,74	4,66	24,6	23,6	26,7	11,9	24,8	14,8	26,0	50,0	A
4	2,96	1,67	19,8	16,4	26,5	38,1	20,2	10,2	26,0	12,0	B
	2,89	1,22	20,0	16,6	27,0	38,5	20,5	10,5	22,1	19,0	B
	6,74	3,85	24,6	23,6	26,7	11,9	24,8	14,8	26,0	50,0	A

Tab. 8.6.2 Tabulka hodnot aktivních přírůstků seismických účinků, část 2

seismický koeficient vodorovného zrychlení k_h [-]	seismický koeficient svislého zrychlení k_v [-]	seismický úhel setrvačnosti ψ [°]	odklon povrchu terénu od vodorovné β [°]	úhel tření mezi zeminou a konstrukcí δ [°]	součinitel aktivního zemního tlaku s vlivem seismicity K_{ae} [-]	součinitel aktivního zemního tlaku dle Coulomba K_a [-]	geostatické napětí $\sigma_{o,i}$ [kPa]	přírůstek aktivního tlaku $\sigma_{oe,i}$ [kPa]
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,575	0,503	59,2	4,3
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,707	0,602	113,0	16,2
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,570	0,498	384,0	43,6
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,707	0,602	43,6	4,6
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,570	0,498	334,4	28,5
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,707	0,602	41,6	4,4
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,570	0,498	156,4	15,6
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,570	0,498	33,1	2,4
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,707	0,602	57,5	8,4
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	0,570	0,498	152,3	19,3

Tab. 8.7.1 Tabulka hodnot pasivních úbytků vlivem seismických účinků, část 1

konstrukce	hloubka	mocnost vrstvy	objemová hmotnost vrstvy	suchá objemová hmotnost	měrná hmotnost	pórovitost	objemová hmotnost vrstvy nasycené zeminy	objemová hmotnost vrstvy pod vodou	úhel vnitřního tření	soudržnost zeminy	typ podloží
	h [m]	t [m]	γ [kNm ⁻³]	γ_d [kNm ⁻³]	γ_s [kNm ⁻³]	n [%]	γ_{sat} [kNm ⁻³]	γ_{su} [kgm ⁻³]	φ [°]	C_{eff} [kPa]	
1	6,1	6,10	24,6	23,6	26,7	11,9	24,8	14,8	26,0	50,0	A
2	10,6	10,6	24,6	23,6	26,7	11,9	24,8	14,8	26,0	50,0	A
3	4,66	4,66	24,6	23,6	26,7	11,9	24,8	14,8	26,0	50,0	A
4	0,41	0,41	20,0	16,6	27,0	38,5	20,5	10,5	22,1	19,0	B
	4,07	3,66	24,6	23,6	26,7	11,9	24,8	14,8	26,0	50,0	A

Tab. 8.7.2 Tabulka hodnot pasivních úbytků vlivem seismických účinků, část 2

seismický koeficient vodorovného zrychlení	seismický koeficient svislého zrychlení	seismický úhel setrvačnosti	odklon povrchu terénu od vodorovné	úhel tření mezi zeminou a konstrukcí	součinitel pro pasivní tlak	součinitel pasivního zemního tlaku dle Coulomba	geostatické napětí	úbytek pasivního tlaku
k_h [-]	k_v [-]	ψ [°]	β [°]	δ [°]	K_{pe} [-]	K_p [-]	$\sigma_{o,i}$ [kPa]	$\sigma_{pe,i}$ [kPa]
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	4,017	4,106	150,3	13,4
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	4,017	4,106	261,2	23,3
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	4,017	4,106	114,8	10,3
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	3,294	3,372	8,2	0,6
0,053	0,053	3,17*	16,6	0	4,017	4,106	98,4	9,4

*Pro zjednodušení výpočtu seismických účinků bylo uvažováno s hodnotou odklonu setrvačných sil od svislice (ψ) pro základovou půdu bez podzemní vody (viz vzorec 7.12 kapitoly 7.3)

9. STATICKÝ VÝPOČET – POSOUZENÍ PRVKŮ [1.8, 1.16]

V rámci statického výpočtu je provedeno posouzení pilot na momentovou únosnost dle teorie mezních přetvoření. Do výpočtu mezních přetvoření od ohybového momentu bylo zahrnuto přetvoření betonu od normálových sil. Ostatní prvky (kotvy, zemní hřebíky, převázky) nebudou posuzovány. Kotvy a zemní hřebíky jsou namáhány pouze prostým tahem, přičemž jejich spolehlivost byla prokázána v matematickém modelu předmětné lokality. Dále je ve statickém výpočtu posouzena úhlová zeď. Posouzení bylo provedeno v softwaru GEO5 v modulu úhlová zeď.

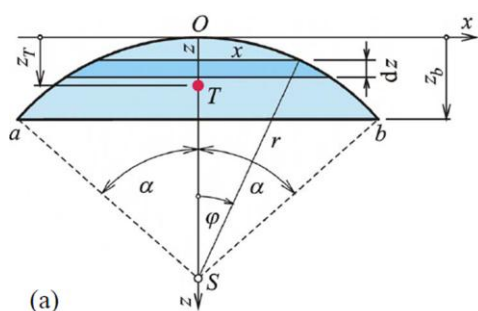
9.1 POSOUZENÍ PILOT

V rámci statického posouzení budou piloty všech čtyř konstrukcí posouzeny dle:

- metody mezních přetvoření

Z matematického modelu vytvořeného v softwaru GEO 5 MKP byly pro piloty jednotlivých konstrukcí stanoveny maximální vnitřní síly (M, N) pro jejich posouzení.

9.1.1 METODA MEZNÍCH PŘETVOŘENÍ



Obr. 9.1 Kruhává úseč, tlačená oblast betonu

Metoda mezních přetvoření vychází z limitních hodnot přetvoření jednotlivých materiálů, přetvoření betonu $\varepsilon_c = 0,0035$; předpokládané mezní přetvoření v oceli $\varepsilon_s = 0,01$ (tato hodnota je variabilní v důsledku stanovení rovnováhy vnitřních sil v průřezu).

Z podobnosti trojúhelníků stanovíme polohu neutrálné osy, známe-li mezní přetvoření materiálů. Přesná poloha je stanovena iterováním přes hodnotu poměrného přetvoření oceli tak, aby v prvku nastala rovnováha vnitřních sil.

Plocha tlačené oblasti betonu bude stanovena z kruhové úseče dle těchto vztahů:

$$z_t = r \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{\sin^3 \alpha}{2\alpha - \sin 2\alpha} \right) \quad (9.1)$$

kde:	z_t	– poloha těžiště od horních vláken	[m]
	r	– poloměr piloty	[m]
	α	– základní úhel	[rad]

$$A = r^2 \cdot \left(\alpha - \frac{\sin 2\alpha}{2} \right) \quad (9.2)$$

kde: A – plocha úseče $[m^2]$

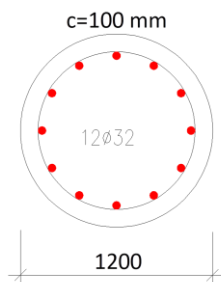
V rámci interakce ohybových momentů a normálových sil je do výpočtu mezních přetvoření v ohybu zanesen vztah pro mezní přetvoření prvku od normálové síly vztahem:

$$\varepsilon_b = \frac{\frac{N}{A_b + A_s \frac{E_s}{E_b}}}{E_b} \quad (9.3)$$

kde: ε_b – přetvoření betonu [-]
 N – normálová síla [kN]
 A_b – plocha betonu $[m^2]$
 A_s – plocha výztuže $[m^2]$
 E_b – modul pružnosti betonu [GPa]
 E_s – modul pružnosti výztuže [GPa]

9.1.2 POSOUZENÍ PILOTY KONSTRUKCE Č. 1

Osová vzdálenost pilot konstrukce č. 1 je 1,2 m. Hodnoty vnitřních sil ze softwaru GEO5 MKP jsou uváděny v jednotkách na jeden metr šířky, proto je nezbytné tyto hodnoty dále násobit dle skutečné zatěžovací šířky.



Obr. 9.2 Geometrie piloty

Tab. 9.1 Materiálové charakteristiky piloty

Průměr piloty	1,2	m
Průměr výztuže	32	mm
Počet prutů	12	ks
Krytí výztuže	100,0	mm
Třída betonu	C 30/37	
Třída oceli	B 500St	

Tab. 9.2 Silové účinky na pilotu, max. M + odpovídající N

1 bm		zatěžovací šířka	
normálová síla	ohybový moment	normálová síla	ohybový moment
N	M	N	M
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
692.7	551.1	831.2	661.32

Tab. 9.3 Vliv normálové síly na přetvoření betonu

normálová síla	plocha betonu	plocha výztuže	poměr modulů pružnosti	ideální plocha průřezu	normálové napětí v betonu	přetvoření betonu
F	A_{cc}	A_s	γ_x	A	σ	ε_b
[kN]	[m ²]	[m ²]	[-]	[m ²]	[MPa]	[-]
831.2	1.12E+00	9.65E-03	6.25	1.18E+00	0.703	2.20E-05

Tab. 9.4 Napětí ve vrstvách výztuže a příslušné ohybové momenty

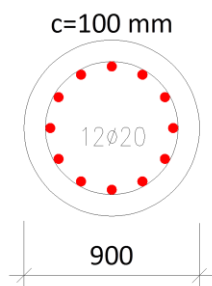
poloha a plocha výztuže k tlačným vláknům			neutrálná osa	těžiště výztuže k N.O.	přetvoření výztuže	napětí ve výztuži	síla ve výztuži	ohybový moment
pruty ozn.	plocha [m ²]	poloha [m]	N.O. [m]	z _i [m]	ε_{si} [-]	σ_{si} [MPa]	F _s [kN]	M _{si} [kNm]
12	8.04E-04	0.123	0.280	-0.157	-0.0020	-390.0	-313.7	49.2
1; 11	1.61E-03	0.186		-0.094	-0.0012	-233.5	-375.6	35.3
2; 10	1.61E-03	0.361		0.081	0.0010	201.2	323.7	26.2
3; 9	1.61E-03	0.600		0.320	0.0040	434.8	699.4	223.8
4; 8	1.61E-03	0.839		0.559	0.0069	434.8	699.4	390.9
5; 7	1.61E-03	1.014		0.734	0.0091	434.8	699.4	513.3
6	8.04E-04	1.078		0.798	0.0099	434.8	349.7	279.1
suma	1.93E-02							

Tab. 9.5 Ohybový moment od tlačené oblasti betonu

plocha tlačného betonu	charakt. pevnost	součinitel spolehlivosti	výpočtová pevnost	těžiště betonu	těžiště vzhledem k N.O.	síla v betonu	ohybový moment
A_{cc}	f_{ck}	γ_x	f_{cd}	t_i	z_{bi}	F _b	M _{bi}
[m ²]	[MPa]	[-]	[MPa]	[m]	[-]	[kN]	[kNm]
0.203	30	1,5	20	0.167	0.113	4051.0	459.6

Celková ohybová únosnost jedné piloty v konstrukci č. 1 je $M_{Ed} = 1977,5$ kNm. Ohybový účinek na pilotu ve svém extrému vykazuje hodnotu $M_{Rd} = 831,2$ kNm. Rezerva posuzované piloty na ohybovou únosnost je 137 %.

9.1.3 POSOUZENÍ PILOTY KONSTRUKCE Č. 2



Obr. 9.3 Geometrie piloty

Tab. 9.6 Materiálové charakteristiky piloty

Průměr piloty	0,9	m
Průměr výztuže	32	mm
Počet prutů	12	ks
Krytí výztuže	100,0	mm
Třída betonu	C 30/37	
Třída oceli	B 500St	

Tab. 9.7 Silové účinky na pilotu, max. M + odpovídající N

1 bm		zatěžovací šířka	
normálová síla	ohybový moment	normálová síla	ohybový moment
N	M	N	M
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
227	565,5	272,4	678,6

Výpočtem shodným s postupem uvedeným v případě piloty konstrukce č. 1 byla prokázána celková ohybová únosnost $M_{Ed} = 996,7 \text{ kNm}$. Extrémní silové účinky od zatížení na pilotu vyvozují ohybový moment $M_{Rd} = 678,6 \text{ kNm}$. Rezerva posuzované piloty na ohybovou únosnost je 47 %.

9.1.4 POSOUZENÍ PILOTY KONSTRUKCE Č. 3 A Č. 4



Obr. 9.4 Geometrie piloty

Tab. 9.8 Materiálové charakteristiky piloty

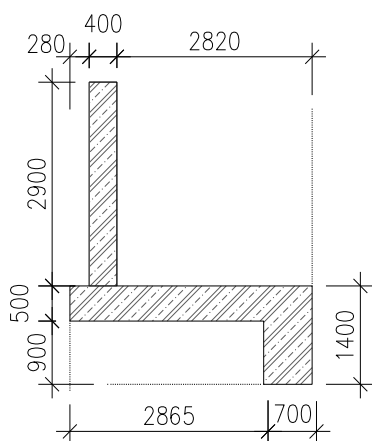
Průměr piloty	0,6	m
Průměr výztuže	25	mm
Počet prutů	8	ks
Krytí výztuže	100,0	mm
Třída betonu	C 30/37	
Třída oceli	B 500St	

Silové účinky na konstrukcích č. 3 a č. 4 jsou zanedbatelné. Z tohoto důvodu byla výztuž pilot navržena pouze jako konstrukční bez statického posouzení na ohybovou únosnost.

9.2 POSOUZENÍ ÚHLOVÉ ZDI

Posouzení bylo provedeno pro maximální zatížení vyvozené na úhlovou zeď. Maximální účinky zatížení jsou z fáze výstavby 22 (účinky od seismicity a pozemních komunikací v návrhových hodnotách). Posudek je proveden dle EC 2 včetně příslušných koeficientů a součinitelů spolehlivosti a bezpečnosti.

Terén za konstrukcí je uvažovaný jako rovný.



Tab. 9.9 Materiálové charakteristiky úhlové zdi

materiál	charakt. vlastnost	označení	hodnota	jednotky
Beton C30/37	objemová tíha	γ	25	kN/m ³
	válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	30	MPa
	pevnost v tahu	f_{ct}	2.9	MPa
	modul pružnosti	E_{cm}	33000	MPa
Ocel B500	mez kluzu	f_{yk}	500	MPa
	modul pružnosti	E	20000	MPa

Obr. 9.5 Geometrie úhlové zdi

Tab. 9.10 Koeficienty svislého a vodorovného seismického zrychlení

Zemětřesení:	označení	hodnota	jednotky
Faktor vodorovné akcelerace	k_h	0.053	-
Faktor svislé akcelerace	k_v	0.053	-

Tab. 9.11 Kotvení úhlové zdi

Geometrie	označení	hodnota	jednotky
Vzdálenost	x	1.4	m
Hloubka	h	12	m
Průměr vrtu	d	1.2	m
Vzdálenost vrtu	v	12	m

Tab. 9.12 Parametry pro únosnost na vytržení

Geometrie	označení	hodnota	jednotky
Boční adheze	a	20	kPa
Stupeň bezpečnosti	Sbe	1.5	

Tab. 9.13 Parametry pro výpočet únosnosti na přetržení

Geometrie	označení	hodnota	jednotky
Průměr výztuže	d	25	mm
Výpočtová pevnost	f_y	500	Mpa
Stupeň bezpečnosti	Sbe	1.5	

Tab. 9.14 Metody výpočtu

Výpočet aktivního tlaku	Coulomb	ČSN 730037
Výpočet pasivního tlaku	Caquot-Kerisel	ČSN 730037
Teorie výpočtu zemětřesení	Mononobe-Okabe	Mpa
Norma výpočtu betonových konstrukcí	EN 1992 1-1 (EC2)	

Zed' je počítána na zatížení aktivním tlakem. Výstupek je uvažován jako odpor na líci konstrukce. Zemní klín počítán jako šikmý.

Tab. 9.15 Silové účinky působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	působíště z [m]	F_{svis} [kN/m]	působíště x [m]	součinitele EC 2		
					koefic. překl.	koefic. posunutí	koefic. napětí
Tíha-zed'	0	-0.68	88.5	1.58	1	1	1.35
Zemětřesení-konstrukce	4.69	-0.68	-4.69	1.58	1	1	1
Tíha-zemní klín	0	-1.75	115	1.73	1	1	1.35
Zemětřesení-zemní klín	6.1	-1.75	-6.1	1.73	1	1	1
Aktivní tlak	32.28	-0.52	34.24	3.13	1	1.35	1.35
Zemětřesení-aktivní tlak	6.23	-1.98	-0.91	2.54	1	1	1
zatížení 9 kN/m ²	5.4	-0.62	5.91	2.83	0	0	1.5
zatížení 2,5 kN/m ³	1.08	-0.32	0.89	3.17	0	0	1.5
Kotvení základu	0	0	136.35	1.4	1	1	1.35

9.2.1 POSOUZENÍ

9.2.1.1 Posouzení na překlpení

Moment vzdorující účinkům na překlpení $M_{\text{vzd}} = 460,26 \text{ kNm/m}$ je výrazně vyšší nežli moment klopící $M_{\text{kl}} = 42,89 \text{ kNm/m}$. **Zed' na překlpení vyhovuje.**

9.2.1.2 Posouzení na posunutí

Vodorovná síla vzdorující proti posunutí úhlové zdi $H_{\text{vzd}} = 232,07 \text{ kN/m}$ má rezervu cca 280 % oproti vodorovné síle posunující $H_{\text{pos}} = 60,6 \text{ kN/m}$. **Zed' na posunutí vyhovuje.**

10. KONTROLNÍ SLEDOVÁNÍ SVAHŮ [1.15, 2.4, 2.19, 2.27]

Kontrolní sledování přetváření svahu je účelné provést tam, kde by mohlo dojít k ohrožení lidí, objektů, inženýrských záměrů.

U kontrolního sledování svahů musíme brát v úvahu všechny vlivy, které stabilitu svahu mohou ovlivnit. Důležité je uvažovat s časovým vývojem všech těchto vlivů.

Ještě před návrhem samotného systému kontrolního sledování je třeba určit hypotézu přetváření svahu, a to včetně jeho fyzikálních příčin.

10.1 METODY KONTROLNÍHO SLEDOVÁNÍ SESUVU

V této kapitole jsou popsány běžně používané metody kontrolního sledování na povrchu i uvnitř horninového masivu sesuvu. Jednotlivé metody jsou popsány pouze stručně, snahou autora této práce je vystihnout pouze základní princip jednotlivých metod.

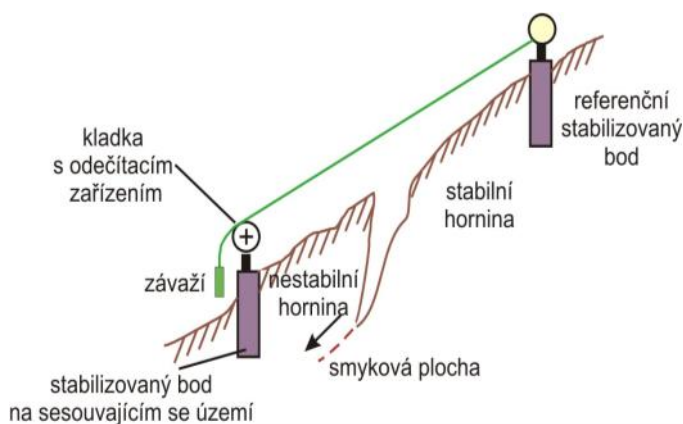
10.1.1 NA POVRCHU SESUVU

10.1.1.1 Posuvy

Nejčastějšími metodami sledování posuvů na povrchu terénu jsou metody geodetické. Povrch sesuvu se pokryje sítí měřičských bodů a sledují se absolutní hodnoty posuvů, jejich směr a časový vývoj. Výsledkem pak jsou vektory posuvů.

Pomocí **metody běžného polohového měření triangulací** lze vyhodnotit také vodorovné a svislé složky posuvů, které jsou určeny trigonometrickým výpočtem na základě naměřených souřadnic a vzdáleností. Této metody se využívá, můžeme-li zaměřovat body ze dvou či více stabilních referenčních bodů nacházejících se mimo sesuvné území.

Nutné je sledovat dotčené území do dostatečné vzdálenosti za hranice oblasti zasažené sesuvnými pohyby.



Obr. 10.1

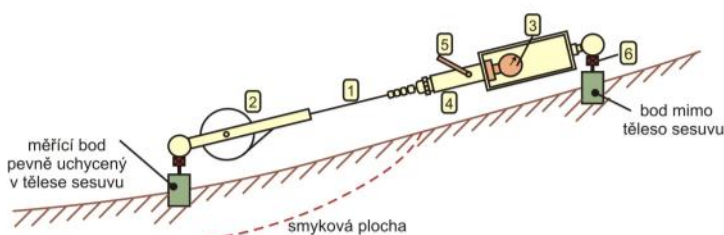
Schéma drátového extenzometru [1.15, 2.19, 2.27]

Opatřením povrchu sesuvu **přesnými pásmovými či drátovými extenzometry** je možné měřit posuvy ve směru pohybů.

Klasickou nivelaci lze využít především v akumulční oblasti sesuvu nebo v místech, kde lze očekávat vytlačování hornin pod jeho akumulční částí. Nivelaci zjišťujeme svislé posuny a je vhodné ji doplnit o další druhy geodetických měření.

Jedná-li se o případ skalního zřícení v důsledku překlápění, lze využít **povrchové inklinometrie**.

Pomocí této metody můžeme například změřit naklonění vysokých skalních bloků, které se měří převráceným závažím (kyvadlem). Dovnitř objektu je umístěna šachta, ve které se provádí měření. U převráceného závaží je drát upnut ve dně šachty a na vrcholu šachty je drát udržován v tahu a ve svislé poloze plovákem. Odchylka od napnutého drátu (svislé osy) vlivem náklonu se mechanicky odečítá ve zvolených místech podél šachty. Z průběhů náklonů těchto horninových bloků lze usuzovat na zakřivení smykové plochy nebo plochy nespojitosti.



1 - páska z invarové oceli, 2 - naviják pásky, 3 - číselníkový úchylkoměr, 4 - pružina napínající pásmo, 5 - páska napínající pásmo před měřením, 6 - zacementované měřičské body, na které se nasazují konce pásma

Obr. 10.2

Schéma pásmového extenzometru [1.15, 2.19, 2.27]

10.1.1.2 Prohlídky

Nutné je provádět pravidelné, dostatečně časté a pečlivé vizuální prohlídky celého sesouvajícího se území, a to i do dostatečně velké vzdálenosti za jeho hranice. Pozornost je třeba věnovat nově se tvořícím tahovým trhlinám v odlučné oblasti, místům, kde ze svahu vytéká nebo se hromadí voda a také rozhraním, v němž se zásadním způsobem mění mechanismus porušování a přetváření svahu.



Obr. 10.3

Hadicová vodováha [2.4]

Lze využít **metody záměrné přímky** nasměrované kolmo na směr sesouvání, kde krajní body přímky jsou umístěny mimo sesuvné pohyby ve stabilním terénu a měří se kolmé složky posunů nebo vzdáleností.

Další metodou je **hadicová vodováha**, kterou můžeme sledovat svislé posuvy.

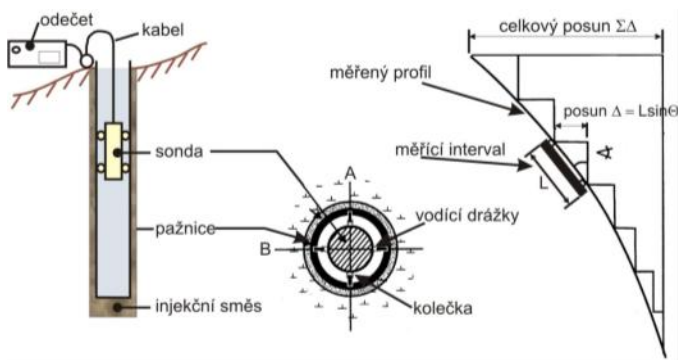
10.1.1.3 Sledování projevů vodního režimu na povrchu terénu

Je třeba periodicky sledovat všechny výrony vody a měřit jejich vydatnost a také zavlhlá místa.

10.1.2 UVNITŘ HORNINOVÉHO MASIVU

10.1.2.1 Měření přetvoření

Provádí se tam, kde chceme znát polohy smykových ploch, vývoj pohybů podél nich a vývoj změn hladiny podzemní vody a pórových tlaků. To může být podstatné tehdy, existuje-li systém několika různě hlubokých smykových ploch.



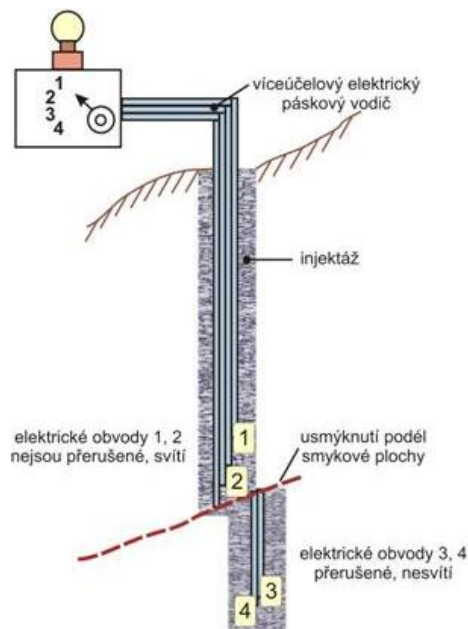
Obr. 10.4
Inklinometrická sonda [1.15, 2.19, 2.27]

Inklinometrickým měřením ve vrtech lze spolehlivě zjistit polohu smykové plochy a rychlost posunů na ni probíhajících. Jedná se o nejběžněji používanou a nejspolehlivější metodu pro zjišťování smykových ploch (respektive měření vodorovných posunů v horninovém masivu). Principem této metody je měření náklonu vodící sondy, uvnitř které se nachází závaží podřízené gravitační síle.

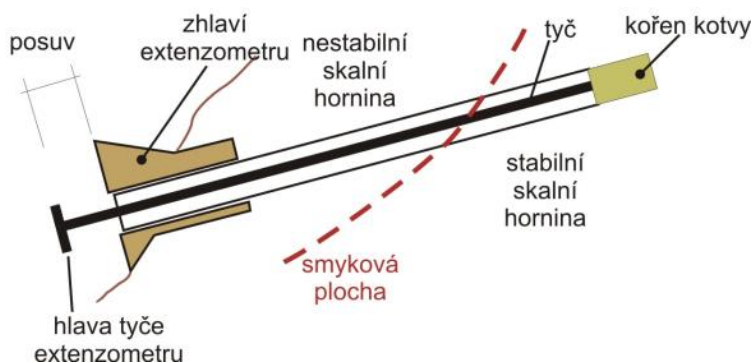
Výhodou metody inklinometrického měření je, že lze provést opakovaná měření a tudíž s velkou přesností určovat rychlosti probíhajících pohybů v závislosti na časových intervalech mezi jednotlivými měřeními.

Další metodou pro určení smykových ploch je **metoda páskových křehkých vodičů** osazovaných do svislých vrtů. Pomocí těchto vodičů lze určit polohu smykové plochy. Nevýhodou této metody však je, že poloha smykové plochy se stanoví jednorázově a o jejím vývoji pak již další poznatky tímto měřením získat nelze.

Principem metody je přerušení elektrického obvodu vytvořeného křehkým vodičem (obvykle páskový elektrický vodič) smykovým pohybem v určité výšce vrtu. K měření dochází na povrchu terénu, přičemž fungující (svítící) elektrické obvody se nachází pouze nad smykovou plochou. Princip metody je znázorněn na obr. 10.5



Obr. 10.5
Určování smykové plochy křehkými vodiči [1.15, 2.19, 2.27]

**Obr. 10.6**

Princip funkce tyčového extenzometru [1.15, 2.19, 2.27]

Vícenásobné tyčové extenzometry lze využít k určení přetvoření uvnitř masivu v řádu do několika centimetrů. Jedná se o tyče zakotvené na dně vrtu v horninovém masivu. Od tohoto kořene kotvy jsou pak tyče vedeny v ochranné trubce ke zhlaví vrtu. Na tomto zhlaví se měří posuv povrchu horninového masivu vzhledem ke kořeni tyče.

V jednom vrtu může být umístěno až osm tyčových extenzometrů, jejichž kořeny mohou sahát do různých hloubek, přičemž kořen každého tyčového extenzometru musí sahat za dílčí smykovou plochu. Princip měření pomocí tyčového extenzometru je znázorněn na obr. 10.6.

10.1.2.2 Měření vodního režimu a pórových napětí

**Obr. 10.7**

Otevřený jednorubicový piezometr [1.15, 2.19, 2.27]

Zásadní význam pro sledování stability svahu má skutečnost, že k deformačním odpovědím na změny vodního režimu dochází s různě velkým zpožděním.

Otevřenými piezometry lze sledovat hladinu podzemní vody a to zejména ve svazích z nesoudržných zemin viz obr. 10.7.

U svahů ze soudržných zemin se využívá různých druhů **měřidel pórového tlaku (uzavřené piezometry)**. Základní rozdíl mezi uzavřeným piezometrem a otevřeným piezometrem je ten, že měřidlo pórového tlaku je utěsněno v zemině tak, že měří pórový tlak ve zkoumaném místě, kdežto otevřený piezometr měří volnou hladinu vody ve vrtu.

10.1.2.3 Vývoj pórového napětí

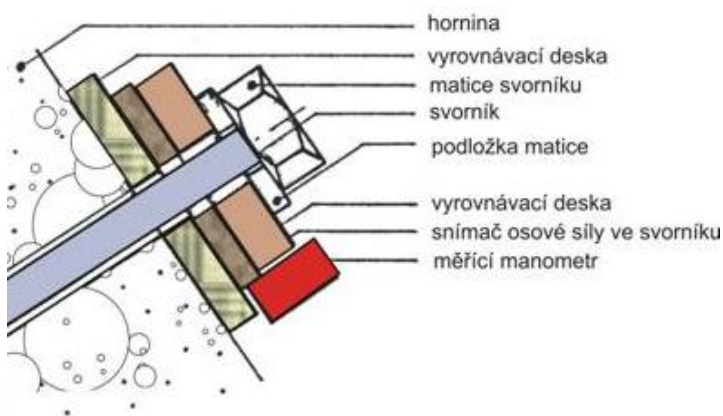
K růstu pórových tlaků může dojít při přitěžování soudržných zemin nebo po dlouhodobějším období dešťových srážek. Jedná se tedy o pokles stability způsobený růstem pórového tlaku.

Možným způsobem kontrolního sledování jsou **měřidla pórových napětí (uzavřené piezometry)**. Tyto měřidla se umísťují do míst největších očekávaných změn pórových tlaků a do oblastí, kde lze očekávat vznik smykových ploch.

Využívá se tří typů uzavřených piezometrů:

- **pneumatický piezometr**, který využívá tlaku vody na membránu čidla umístěného v tělese piezometru, přičemž tento tlak je vyrovnáván vnějším tlakem (dusíkem) tak, aby membrána zůstala stálé ve své rovnovážné poloze. Měří se potřebný tlak pro vyrovnání pórového tlaku (přičemž tyto tlaky jsou si rovny)
- **piezometr s kmitající strunou** - principem je napnutí struny v piezometru a její kmitočet závisí na změně pórového tlaku, jelikož jeden konec struny je uchycen na pružné membráně, která přenáší pórový tlak
- **odporový uzavřený piezometr** - membrána uvnitř těla piezometru je opatřena odporovými tenzometry, které mění svůj odpor v závislosti na průhybu membrány

10.1.3 SLEDOVÁNÍ VÝTOKU Z ODVODŇOVACÍCH PRVKŮ A TLAKU NA OPĚRNÉ KONSTRUKCE



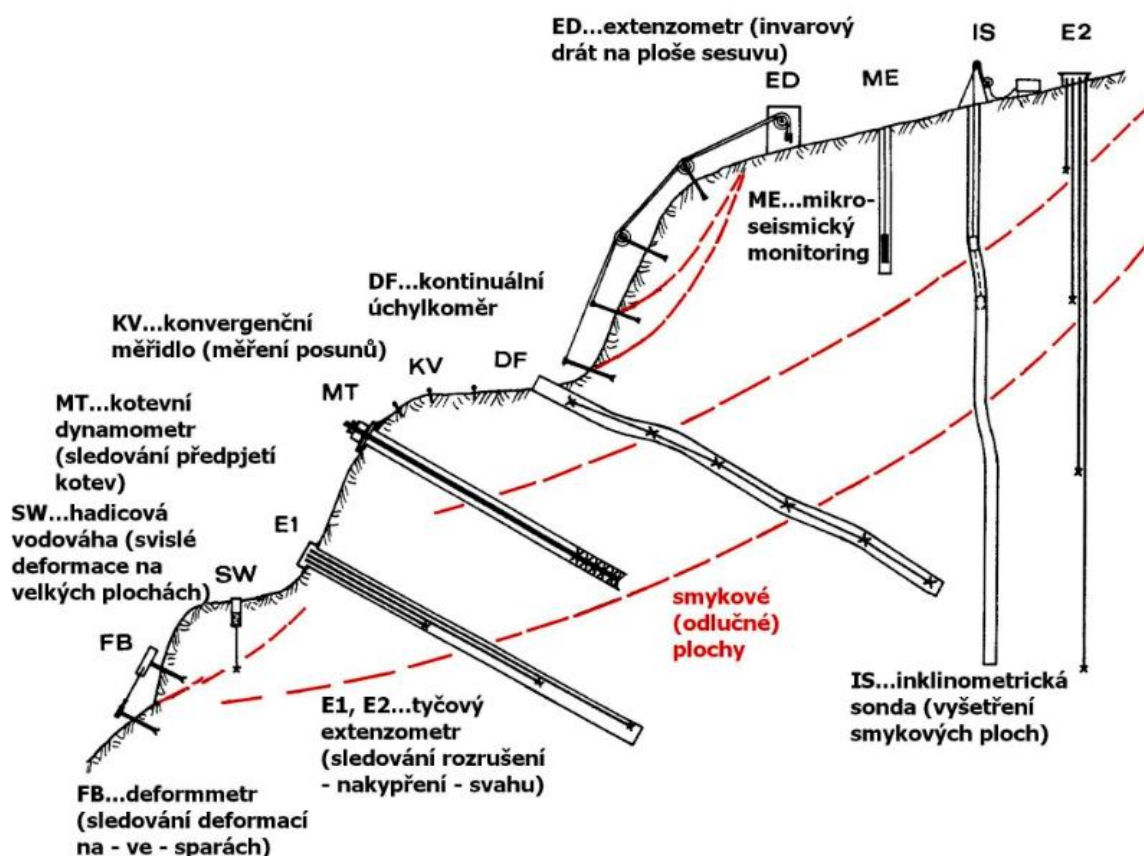
Obr. 10.8 Schéma dynamometru [2.27]

Mezi základní prvky sanace sesuvů se řadí odvodnění a použití silových opěrných zdí různého typu. U odvodňovacích horizontálních vrtů, odvodňovacích žeber i drenáží se pro sledování účinnosti budují kontrolní a měřící šachtice, ve kterých se kontinuálně sleduje kolísání hladiny podzemní vody a pórových tlaků.

U opěrných konstrukcí se sleduje tlakové působení zeminy prostřednictvím instalace tlakové podušky na rubovou stranu zdi a naměřené tlaky se srovnávají se statickým výpočtem. U kotev se měří síla, kterou jsou jednotlivé kotvy zatíženy pomocí dynamometru viz obr. 10.8. Mezi dvě ocelové podložky se instaluje měřící buňka, přičemž ta je naplněná kapalinou. Se změnou osové síly v kotvě se změní i tlak kapaliny v měřící buňce a hodnotu osové síly udává jeho hodnota na manometru. Vše se opět srovnává se statickým výpočtem a s předpoklady projektu.

„Monitoring je chápán jako kontrola a sledování stavu sesuvu v čase. Jeho činností se zjišťují zvláště změny rychlosti pohybu sesuvu, změny geometrie a změny mechanických a fyzikálních vlastností v zóně sesouvání. V případě, že byl sesuv sanován, sleduje se funkčnost použitých sanačních prvků a nutnost jejich údržby. Monitoring je dlouhodobý proces a trvá mnohdy až desítky let“ [2.4].

Na následujícím obrázku je zobrazena jedna z možných variant komplexního sledování svahu s využitím výše popsaných metod sledování.



Obr. 10.9 Příklad komplexního monitoringu chování svahu [2.26]

11. ZÁVĚR

Výpočtem stupně stability metodou konečných prvků první fáze (původní stav) pomocí programu GEO 5 MKP byl prokázán stupeň stability hodnotou 1,03.

Hodnota 1,03 odpovídá hodnotě očekávané, jelikož byly ve výpočtu sesuvného území použity reziduální parametry smykové pevnosti. Svah se tedy v této fázi výpočtu pohyboval na hranici stability.

Při správném návrhu stabilizačního opatření se předpokládá zvýšení stupně bezpečnosti svahu.

Odřez v místě paty svahu představuje možné riziko vzniku sesuvu. Z tohoto důvodu bylo třeba prokázat dostatečný stupeň stability v 9. fázi výpočtu.

Provedením pilotové konstrukce č. 1 a odvodněním svahu hloubkovými odvodňovacími vrty, došlo v této fázi ke zvýšení stupně stability na hodnotu 1,15. Tento stupeň stability se jeví dostačující vzhledem ke skutečnosti, že se nejedná o trvalý stav.

Dle ČSN 73 6114 (Vozovky pozemních komunikací) je stanoven minimální stupeň stability dokončené konstrukce na hodnotu 1,3.

Výsledky stability z matematického modelu prokázaly dostatečný stupeň stability viz tab. 11.1.

Tab. 11.1 Porovnání stupňů stability v různých fázích výstavby

fáze č.	stručný popis fáze	stupeň stability stanovený programem GEO 5 MKP F [-]		potřebný stupeň stability dle ČSN 73 6114 F [-]	výsledek
20.	zatížení dopravou dál. D3	1,52	>	1,3	VYHOVÍ
21.	zatížení dopravou dál. D3 + přírůstek aktivního tlaku vlivem seismicity	1,35	>	1,3	VYHOVÍ
22.	zatížení dopravou dál. D3 + přírůstek aktivního + úbytek pasivního tlaku vlivem seismicity	1,31	>	1,3	VYHOVÍ
23.	extrémní zatížení dopravou slovenské dálnice D3	1,41	>	1,3	VYHOVÍ

Z tabulky je patrné, že vlivem zemětřesení dojde ke snížení stupně stability svahu přibližně o 14% a vlivem extrémního zatížení dálnice o 7%.

Lze vyslovit domněnku, že úroveň hladiny podzemní vody zjištěné průzkumem nemusí být konečná. Při provádění hydrogeologických vrtů mohlo dle geologického profilu (viz příloha B) dojít ke spojení dvou úrovní hladin podzemní vody.

Několik úrovní hladin podzemní vody nejsou ve flyšovém prostředí neobvyklé, jelikož voda se zde zdržuje v propustných vrstvách pískovců. Tato skutečnost může negativně ovlivnit stupeň stability svahu získaný výpočtem.

Odhad úrovně hladiny podzemní vody snížené odvodňovacími vrty je velice subjektivní a závisí na zkušenosti projektanta. Také tento aspekt může mít negativní vliv na výslednou stabilitu svahu.

Vyhodnocení účinnosti sanace na základě stabilitního výpočtu je tedy třeba vždy doložit výsledky z monitorovacího systému. Monitorovací systém je schopen podat přesné informace o reakci sesuvu na probíhající sanaci.

Chceme-li, aby sanovaný sesuv byl stabilní z dlouhodobého hlediska, je třeba ho udržovat. Pravidelná údržba je základním předpokladem účinnosti vlastní sanace. To platí zejména pro systém odvodnění svahu.

SEZNAM POUŽITÉ LITERATURY

- [1.1] NEMČOK,A., PAŠEK,J., RYBÁŘ,J.: Dělení svahových pohybů, Sborník geol. věd, č. 11, s. 77-97, 1974
- [1.2] ZÁRUBA,Q., MENCL,V.: Inženýrská geologie, 1974
- [1.3] HOLÝ,M.: Eroze a životní prostředí, ČVUT Praha, 1994
- [1.4] NEMČOK,A., PAŠEK,J., RYBÁŘ,J.: Dělení svahových pohybů, Sborník geol. věd, č. 11, s. 77-97, 1978
- [1.5] HULLA, J., TURČEK, P.: Zakladanie staveb, Bratislava, Jaga Group, 1998.
- [1.6] ČSN EN 1998-1 (EC8): Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení
- [1.7] ČSN ISO 10318
- [1.8] WETTEROVÁ,A.: Královopolské tunely Brno – zajištění stavební jámy, Bakalářská práce, Brno, 2010
- [1.9] CHYCYIOVÁ,R.: Řešení sesuvu Kaly, Diplomová práce, Brno, 2005
- [1.10] MASOPUST, Jan Doc. Ing. CSc. Speciální zakládání staveb 2.díl Brno, Cerm, 2006. 150 s.
- [1.11] SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ, 39. Konference Zakládání staveb, Brno, 2011
- [1.12] BRÁZDIL,R.,et al,1988,143
- [1.13] WEIGLOVÁ,K.: Mechanika zemin, Studijní opory, Modul BF02-M04, Brno, 2007
- [1.14] VOŘECHOVSKÝ,M.: Pružnost a plasticita. Modul CD03-M01, Průvodce- Brno.2005
- [1.15] ROZSYPAL, A.: Kontrolní sledování a rizika v geotechnice, Bratislava, 2001, ISBN: 80-88905-44-3
- [1.16] PROGRAM GEO 5 MKP, firma Fine, spol. s.r.o (www.fine.cz), Uživatelská příručka
- [1.17] FABIO VITTORIO DE BLASIO: Introduction to the Physics of Landslides, Lecture Notes on the Dynamics of Mass Wasting, 2010, ISBN 978-94-007-1121-1

SEZNAM POUŽITÝCH INTERNETOVÝCH STRÁNEK

- [2.1] www.dialnice.szm.com
- [2.2] www.geology.sk
- [2.3] www.wikipedia.cz
- [2.4] www.geologie.vsb.cz
- [2.5] www.interactive2.usgs.gov
- [2.6] www.geology.cz
- [2.7] www.sci.muni.cz
- [2.8] www.merineews.com
- [2.9] www.wikipedia.org
- [2.10] www.uwsp.edu
- [2.11] www.etf.cuni.cz
- [2.12] www.natura.baf.cz
- [2.13] www.geovzdelavanie.sk
- [2.14] www.lamit.ro
- [2.15] www.parautochthon.com

- [2.16] www.dnr.mo.gov
- [2.17] www.geology.about.com
- [2.18] www.stavebni-mechanizace.cz
- [2.19] www.fast10.vsb.cz
- [2.20] www.r6-jenisov.cz
- [2.21] www.zakladani.cz
- [2.22] www.beno-biotech.cz
- [2.23] www.is.muni.cz
- [2.24] www.ozrz.cz
- [2.25] www.geomati.cz
- [2.26] www.geotech.fce.vutbr.cz
- [2.27] www.geologie.vsb.cz
- [2.28] www.mzp.cz
- [2.29] www.zakladanigroup.cz
- [2.30] www.tesarina.cz
- [2.31] www.stavby.karlovarska.net
- [2.32] www.hrotovice.unas.cz
- [2.33] www.soletanche.cz
- [2.34] www.boreta.cz
- [2.35] www.vsl.cz
- [2.36] www.fine.cz

ODKAZY NA DALŠÍ STUDIJNÍ ZDROJE A PRAMENY

- [5.1] Amberg Engineering Brno a.s., www.amberg.cz
- [5.2] GEOFOS s.r.o. Žilina, Závěrečná správa, Podrobný inžinierskogeologický a hydrogeologický prieskum, Diaľnica D3 Čadca, Bukov-Svrčinovec, Žilina, 2010

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2.1	Snímky a, b	13
Obr. 2.2	Snímky a, b, c	14
Obr. 2.3	Geomorfologické členění v dané lokalitě	15
Obr. 2.4	Regionální geologické členění	16
Obr. 2.5	Schéma se znázorněním kvartérního pokryvu	17
Obr. 2.6	Schéma hydrogeologických poměrů dané lokality	17
Obr. 2.7	Svahové deformace v dané lokalitě	19
Obr. 3.1	Základní morfologické prvky sesuvu proudového tvaru	22
Obr. 3.2	Člověk jako příčina nestability svahů	23
Obr. 3.4	Sesuvy Kalifornie, Jižní Korea	24
Obr. 3.5	Několik možností úprav svahu vedoucích ke snížení rizika svah. pohybů	25
Obr. 3.6	Tzv. „opilé“ stromy	25
Obr. 3.7	Možné varianty sesuvu	26
Obr. 3.8	Možné varianty sesuvu	27
Obr. 3.9	Možné varianty sesuvu	27
Obr. 3.10	Možné varianty sesuvu	27
Obr. 3.11	Možné varianty sesuvu	28
Obr. 3.12	Možné varianty sesuvu	29
Obr. 3.13	Čelní a boční moréna ledovce	32
Obr. 3.14	Skalní hříby pískovců	32
Obr. 3.15	Mapa seismicity Evropy	33
Obr. 3.16	Základní pojmy studia zemětřesení	34
Obr. 3.17	Podélné seismické vlnění	36
Obr. 3.18	Příčné seismické vlnění	36
Obr. 3.19	Oblast zastínění S-vln	36
Obr. 3.20	Vlny Loveho	36
Obr. 3.21	Rayleighovy vlny	36
Obr. 3.22	Nejstarší seismograf	38
Obr. 3.23	Základní typ seismografu	38
Obr. 3.24	Schéma horizontálního a vertikálního seismografu	38
Obr. 3.25	Rozhraní litosférických desek	39
Obr. 3.26	Mapa seismického rizika v Evropě	40
Obr. 4.1	Epicentra makroseismických účinků	42
Obr. 4.2	Makroseismické očekávání intenzity na území Slovenska	43
Obr. 4.3	Seismické ztekucení zemin	44
Obr. 4.4	Zrnitostní složení zemin	44
Obr. 4.6	Vhodné postupy zakládání	47
Obr. 5.1	Povrchové odvodnění svahu	50
Obr. 5.2	Vedení horizontálních odvodňovacích vrtů do studny	51
Obr. 5.3	Zvýšení stability odvodňovacími vrty	51
Obr. 5.4	Provedené drenážní žebra	52

Obr. 5.5	Schématický řez odvodnění oblasti sesuvu	52
Obr. 5.6	Typický případ sesuvu bez jakékoli technické podpory	52
Obr. 5.7	Odnos horninových hmot v různých typech krajiny	53
Obr. 5.7	Opatření svahu geotextilií	54
Obr. 5.8	Možné způsoby provedení opěrných a zárubních zdí	57
Obr. 5.10	Vrtaná pilota pažená ocelovou pažnicí	59
Obr. 5.11	Štětovnicová stěna	60
Obr. 5.12	Provádění štětovnicové stěny v terénu	60
Obr. 5.13	Řez trvalou pramencovou kotvou	61
Obr. 5.14	Postup provádění předeprnutých kotev	62
Obr. 5.15	Schéma dvou typů zemních hřebíků	63
Obr. 7.1	Materiálové modely	76
Obr. 8.1	Modelový prostor „svět“	79
Obr. 8.2	Vygenerovaná síť konečných prvků	80
Obr. 9.1	Kruhová úseč, tlačená oblast betonu	95
Obr. 9.2	Geometrie piloty	96
Obr. 9.3	Geometrie piloty	98
Obr. 9.4	Geometrie piloty	98
Obr. 9.5	Geometrie úhlové zdi	99
Obr. 10.1	Schéma drátového extenzometru	101
Obr. 10.2	Schéma pásmového extenzometru	102
Obr. 10.3	Hadicová vodováha	102
Obr. 10.4	Inklinometrická sonda	103
Obr. 10.5	Určování smykové plochy křehkými vodiči	103
Obr. 10.6	Princip funkce tyčového extenzometru	104
Obr. 10.7	Otevřený jednotrubicový piezometr	104
Obr. 10.8	Schéma dynamometru	105
Obr. 10.9	Příklad komplexního monitoringu chování svahu	106

SEZNAM SCHÉMAT

Schéma 2.1	Schéma a, b	14
Schéma 5.1	Typy pilotových stěn dle vzájemné osové vzdálenosti	58
Schéma 5.2	Schéma zajištění stability svahu technickými stabilizačními prvky	64
Schéma 5.3	Pilotová stěna o dvou řadách, proudění vody mezi pilotami	65
Schéma 6.1	Předpokládané tvary smykových ploch	67
Schéma 6.2	Řešení pro nesoudržné zeminy neprosakuje-li voda	68
Schéma 6.3	Pettersonova (proužková) metoda	69
Schéma 6.4	Pettersonova metoda určení nebezpečné smykové plochy	70
Schéma 6.6	Rodriguezova metoda určení nebezpečné smykové plochy	71
Schéma 8.1	1. Fáze (Původní stav)	81
Schéma 8.2	2. Fáze	82
Schéma 8.3	9. Fáze	85
Schéma 8.4	12. Fáze	86

Schéma 8.5	15. Fáze	87
Schéma 8.6	17. Fáze	88
Schéma 8.7	19. Fáze	89
Schéma 8.8	21. Fáze	89
Schéma 8.9	22. Fáze	90
Schéma 8.10	23. Fáze	90

SEZNAM TABULEK

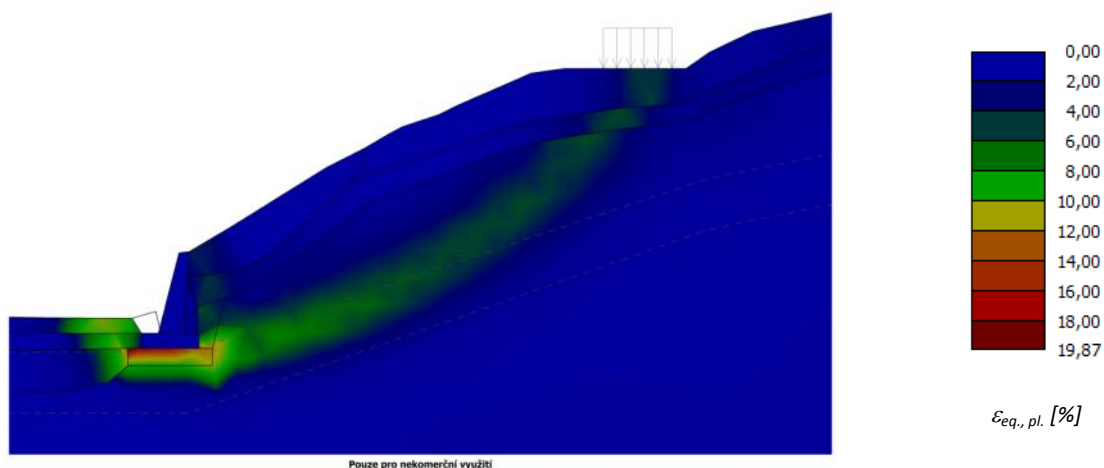
Tab. 2.1	Geotechnické vlastnosti zemin	19
Tab. 3.1	Inženýrsko-geologické členění geodynamických procesů	21
Tab. 3.2	Makroseismická evropská stupnice EMS-98	37
Tab. 4.1	Základní seismické zrychlení	43
Tab. 5.1	Orientační návod pro návrh geosyntetické či obdobné protierozní ochrany	55
Tab. 5.2	Navrhované prvky pilotových stěn	66
Tab. 5.3	Navrhované počty a typy zemních kotev	66
Tab. 5.4	Navrhované počty a typy zemních hřebíky	66
Tab. 8.1	Nosníkové prvky použité v modelu	91
Tab. 8.2	Parametry zemních kotev použitých v modelu	92
Tab. 8.3	Typy kontaktů	92
Tab. 8.4	Hodnoty pórových tlaků	92
Tab. 8.5	Hodnoty přetížení povrchu	92
Tab. 8.6.1	Tabulka hodnot aktivních přírůstků seismických účinků, část 1	93
Tab. 8.6.2	Tabulka hodnot aktivních přírůstků seismických účinků, část 2	93
Tab. 8.7.1	Tabulka hodnot pasivních úbytků vlivem seismických účinků, část 1	94
Tab. 8.7.2	Tabulka hodnot pasivních úbytků vlivem seismických účinků, část 2	94
Tab. 9.1	Materiálové charakteristiky piloty	96
Tab. 9.2	Silové účinky na pilotu, max. M + odpovídající N	96
Tab. 9.3	Vliv normálové síly na přetvoření betonu	97
Tab. 9.4	Napětí ve vrstvách výztuže a příslušné ohybové momenty	97
Tab. 9.5	Ohybový moment od tlačené oblasti betonu	97
Tab. 9.6	Materiálové charakteristiky piloty	98
Tab. 9.7	Silové účinky na pilotu, max. M + odpovídající N	98
Tab. 9.8	Materiálové charakteristiky piloty	98
Tab. 9.9	Materiálové charakteristiky úhlové zdi	99
Tab. 9.10	Koeficienty svislého a vodorovného seismického zrychlení	99
Tab. 9.11	Kotvení úhlové zdi	99
Tab. 9.12	Parametry pro únosnost na vytržení	99
Tab. 9.13	Parametry pro výpočet únosnosti na přetržení	100
Tab. 9.14	Metody výpočtu	100
Tab. 9.15	Silové účinky působící na konstrukci	100

SEZNAM PŘÍLOH

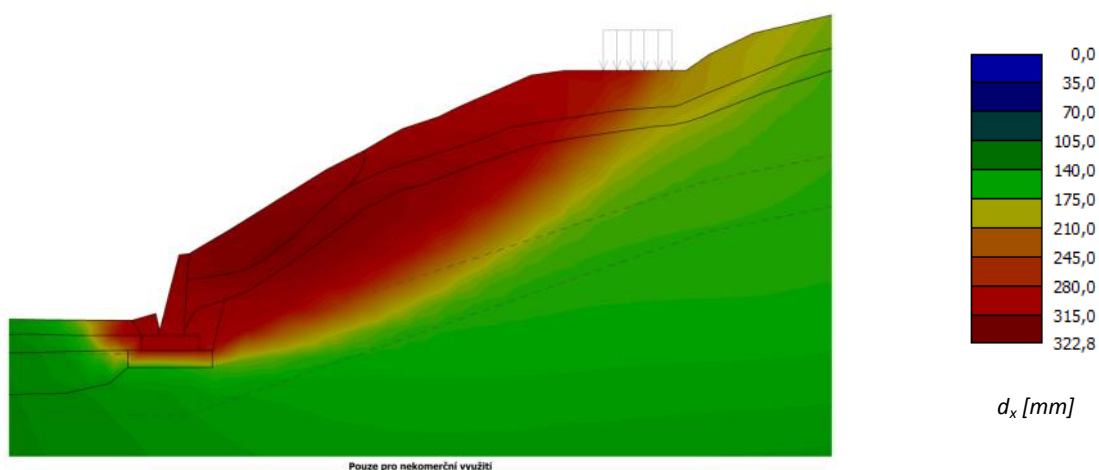
1. PŘÍLOHA A – VÝSTUPY GEO 5 MKP
2. PŘÍLOHA B – VÝKRESY

PŘÍLOHA – A

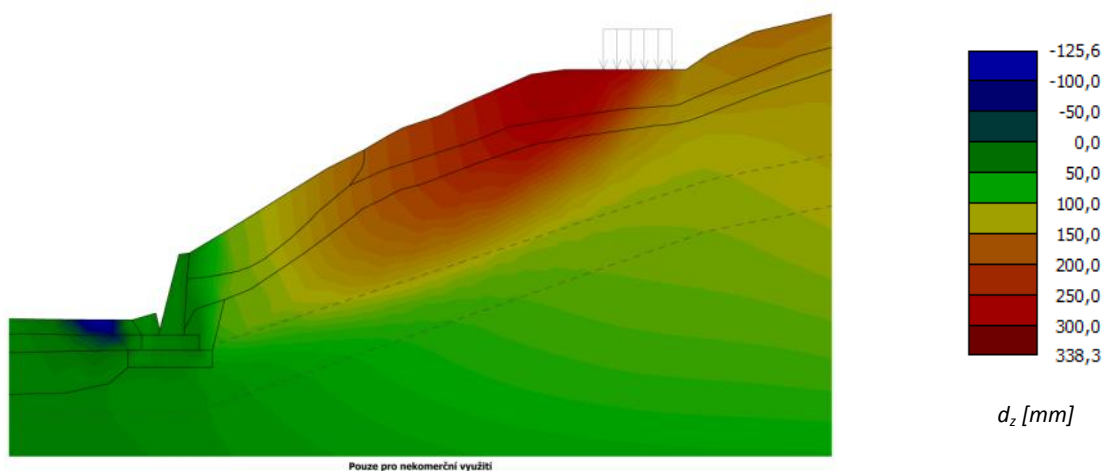
Výstupy GEO5 MKP



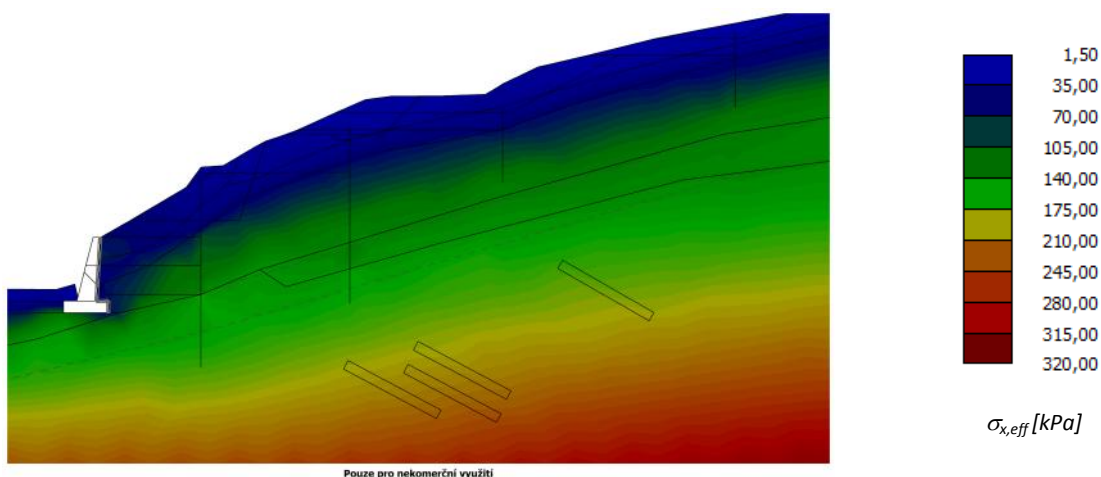
Obr. A.1.1 Fáze výstavby č. 1 – původní stav - Znáznornění smykové plochy - poměrné plastické přetvoření



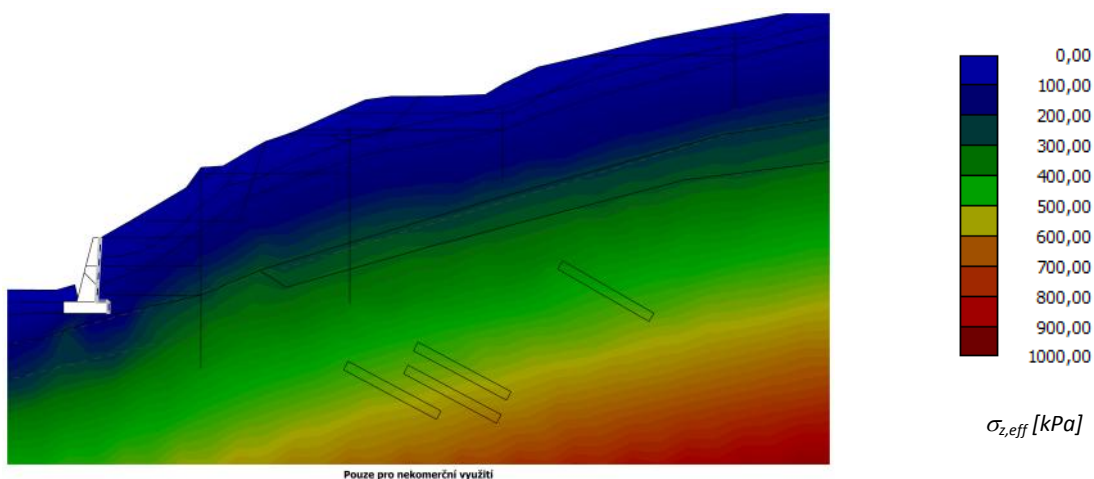
Obr. A.1.2 Fáze výstavby č. 1 – původní stav - Znáznornění celkových vodorovných posunů



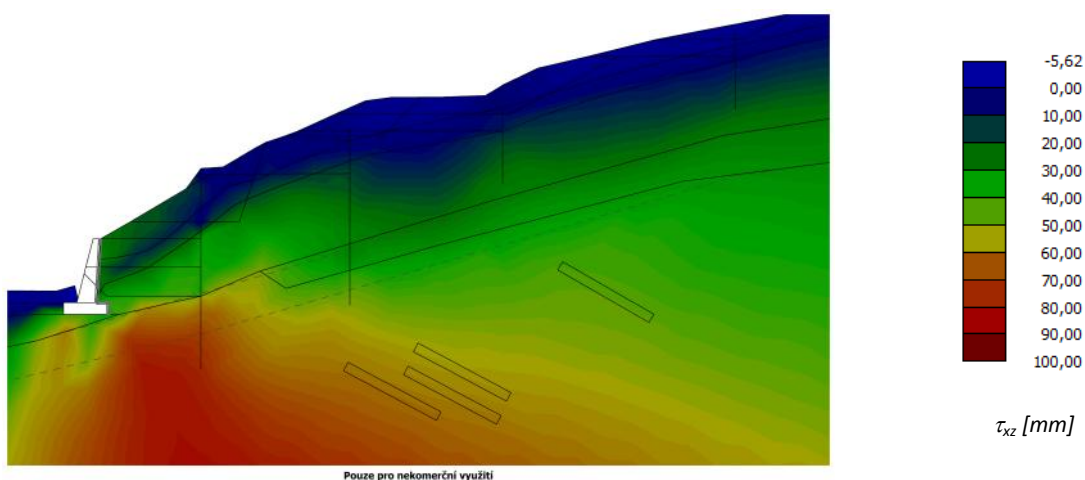
Obr. A.1.3 Fáze výstavby č. 1 – původní stav - Znáznornění celkových svislých posunů



Obr. A.1.4 Fáze výstavby č. 1 – původní stav - Znáznornění celkových vodorovných efektivních napětí



Obr. A.1.5 Fáze výstavby č. 1 – původní stav - Znáznornění celkových svislých efektivních napětí



Obr. A.1.6 Fáze výstavby č. 1 – původní stav - Znáznornění celkových smykových napětí

A.2 2. FÁZE MKP MODELU

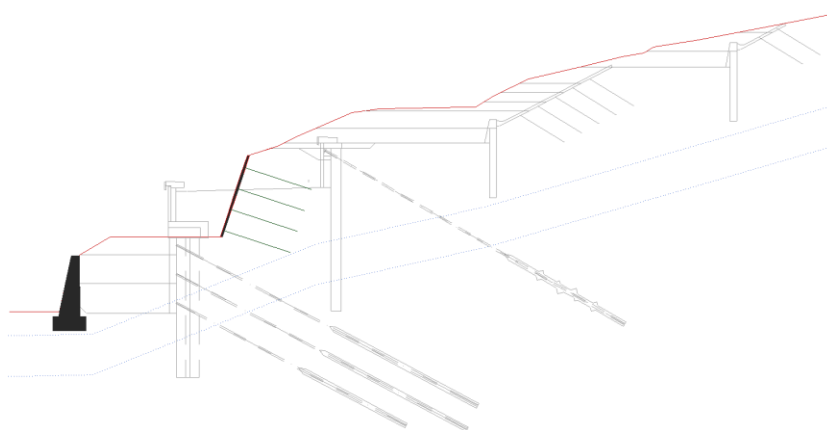
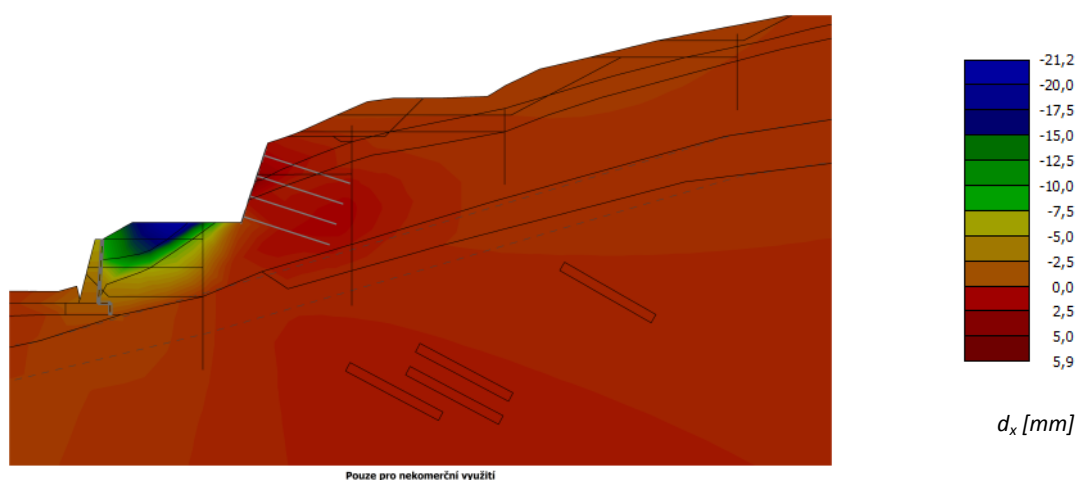
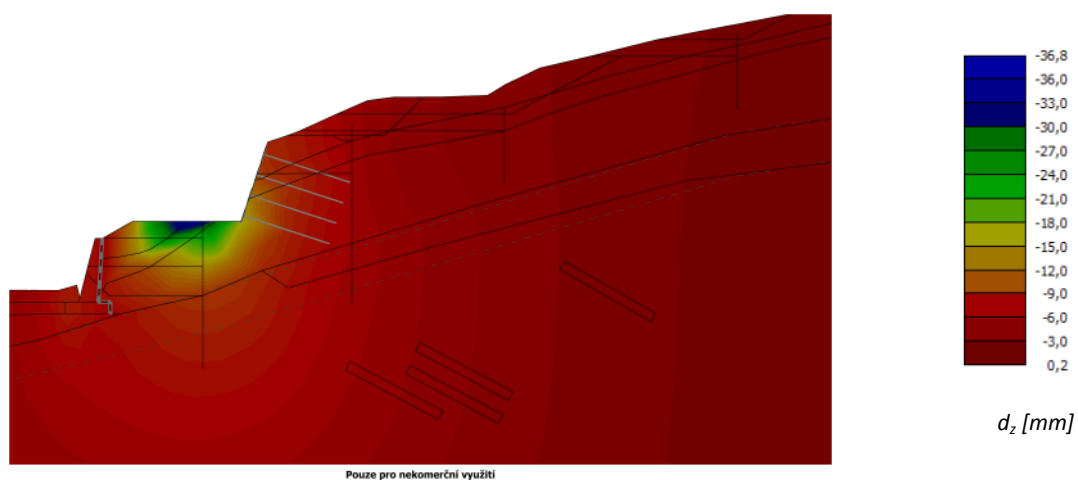


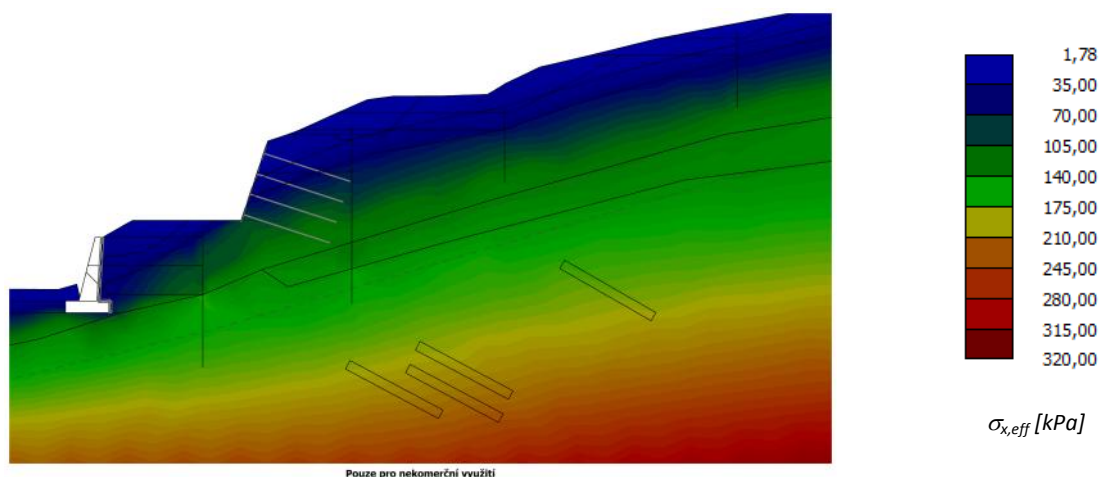
Schéma A.1 2. fáze (na schématu znázorněny fáze výstavby 2 – 13)



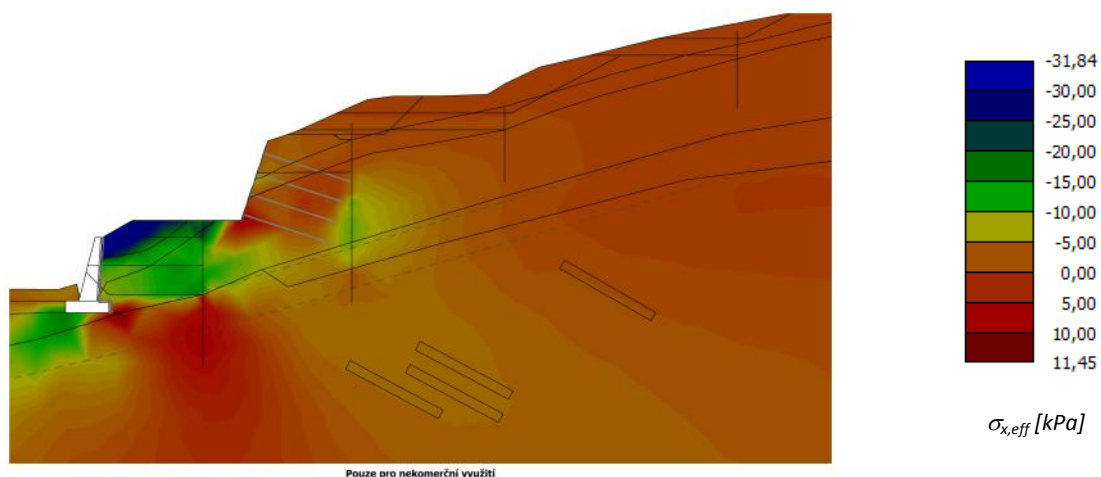
Obr. A.2.1 Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkového svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna)
Znázornění celkových vodorovných posunů



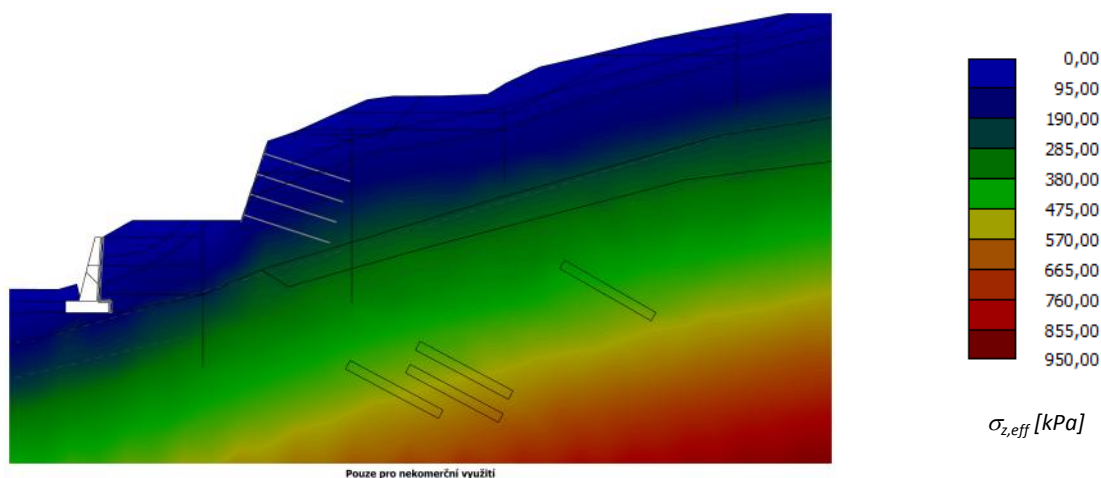
Obr. A.2.2 Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkového svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna)
Znázornění celkových svislých posunů



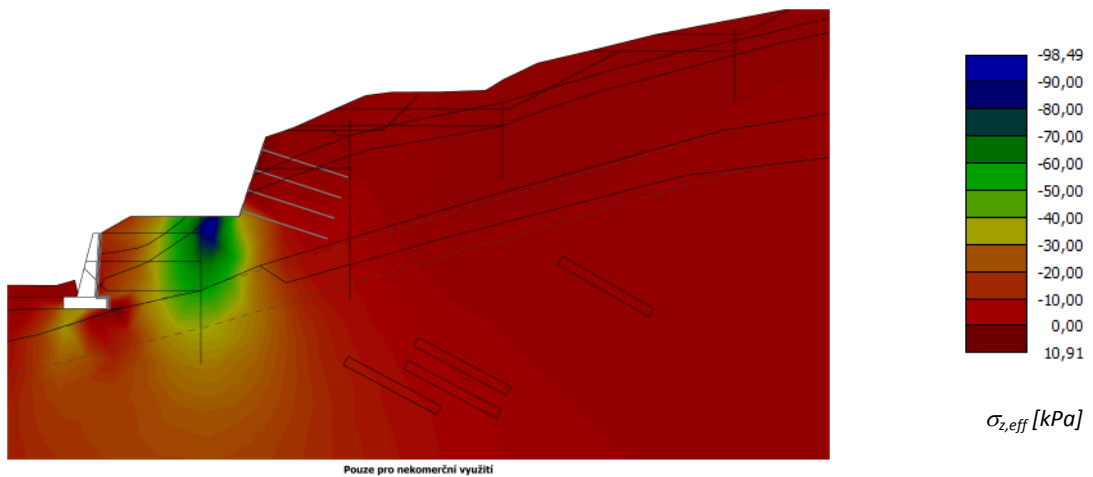
Obr. A.2.3 Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkovaného svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna)
Znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{x,eff}$



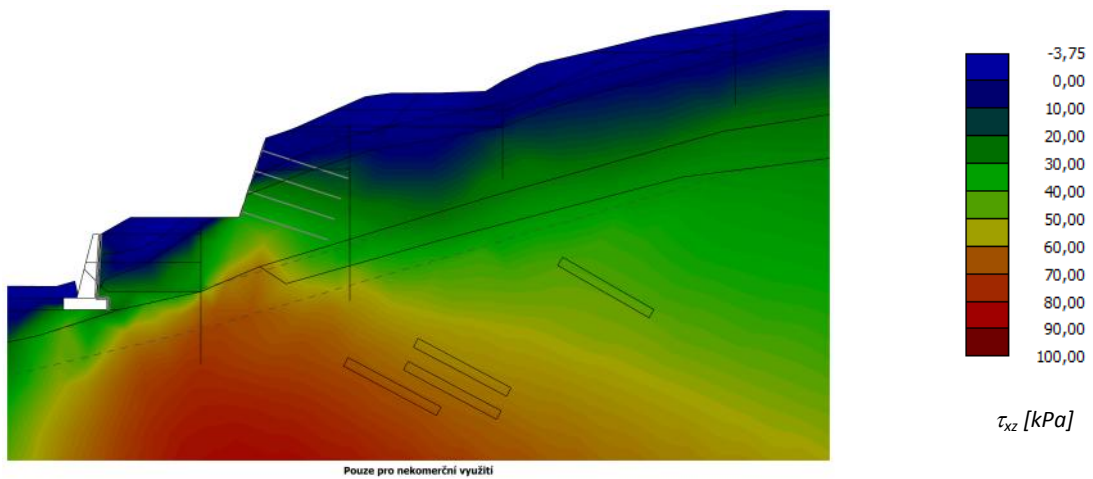
Obr. A.2.4 Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkovaného svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna)
znázornění změny stavu $\sigma_{x,eff}$ oproti stavu před započítáním výstavby



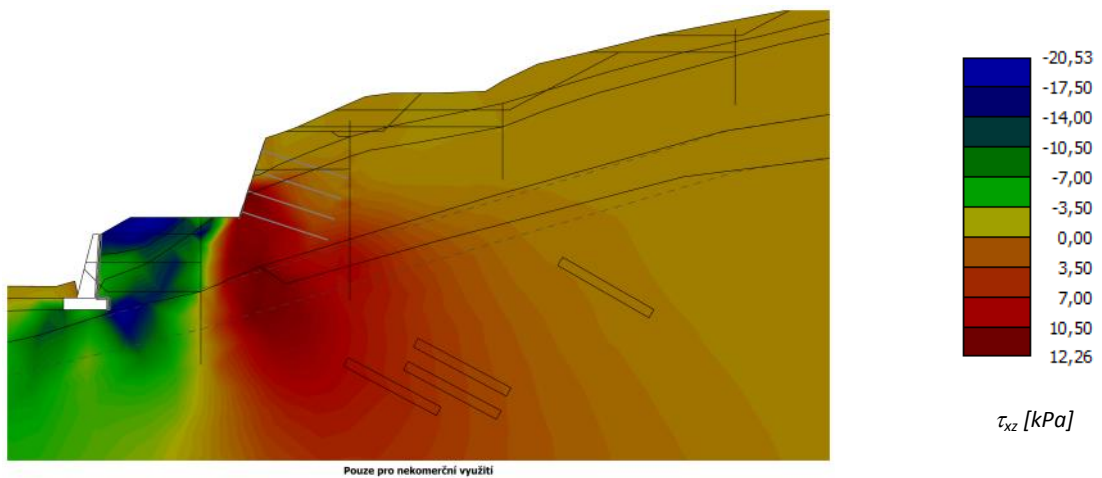
Obr. A.2.5 Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkovaného svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna)
Znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{z,eff}$



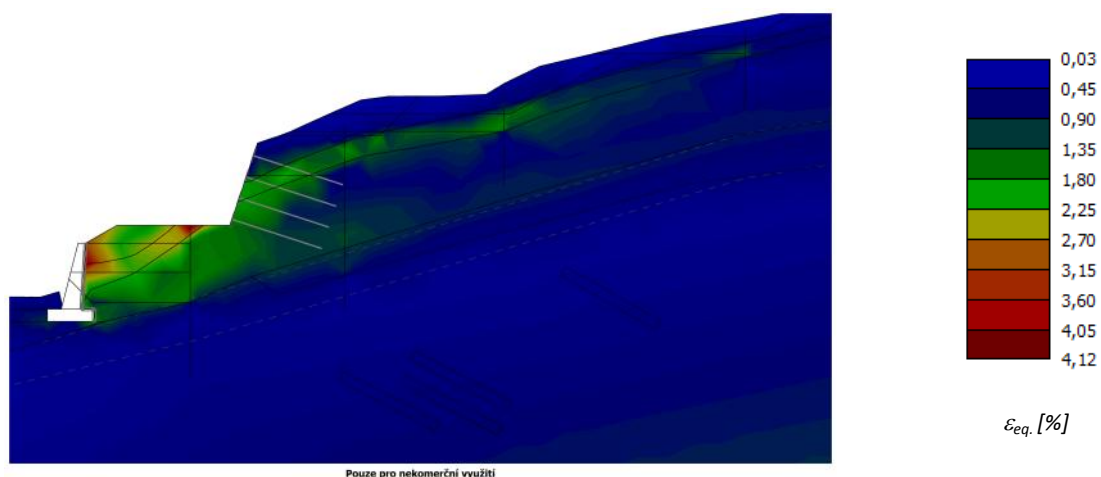
Obr. A.2.6 Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkovaného svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna) znázornění změny stavu $\sigma_{z,eff}$ oproti stavu před započítáním výstavby



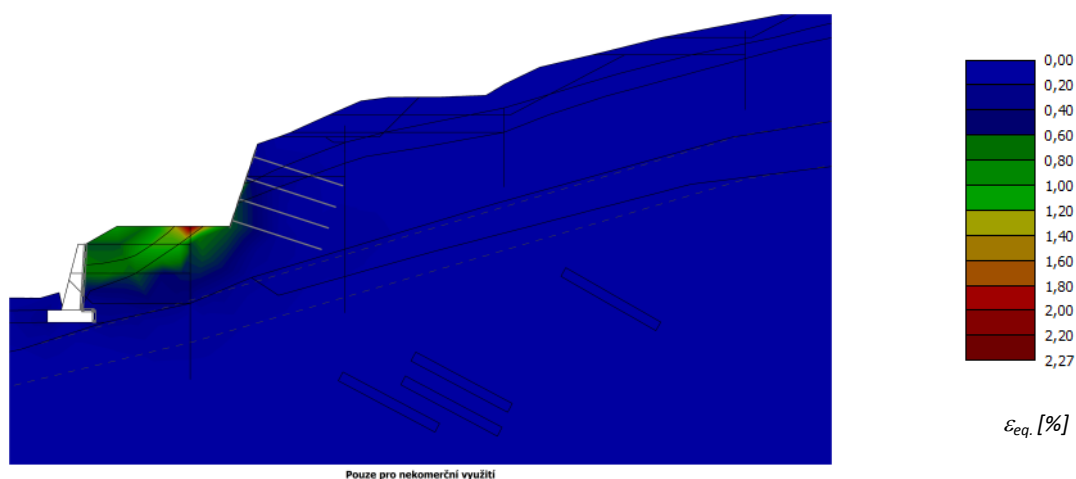
Obr. A.2.7 Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkovaného svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna) znázornění celkových smykových napětí



Obr. A.2.8 Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkovaného svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna) znázornění změny stavu smykových napětí oproti stavu před započítáním výstavby



Obr. A.2.9 *Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkovaného svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna) znázornění ekvivalentních poměrných přetvoření*



Obr. A.2.10 *Fáze výstavby č. 2 – provedení hřebíkovaného svahu nad konstrukcí č. 1 (spodní pilotová stěna) změna stavu ekvivalentních poměrných přetvoření oproti stavu před započatím výstavby*

A.3 9. FÁZE MKP MODELU

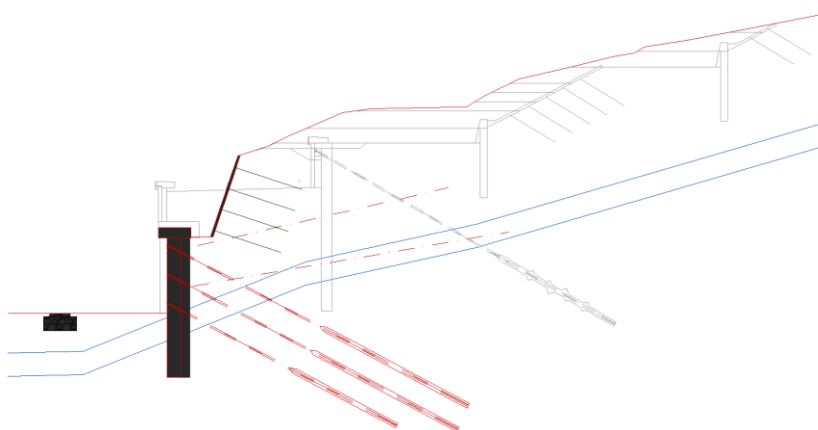
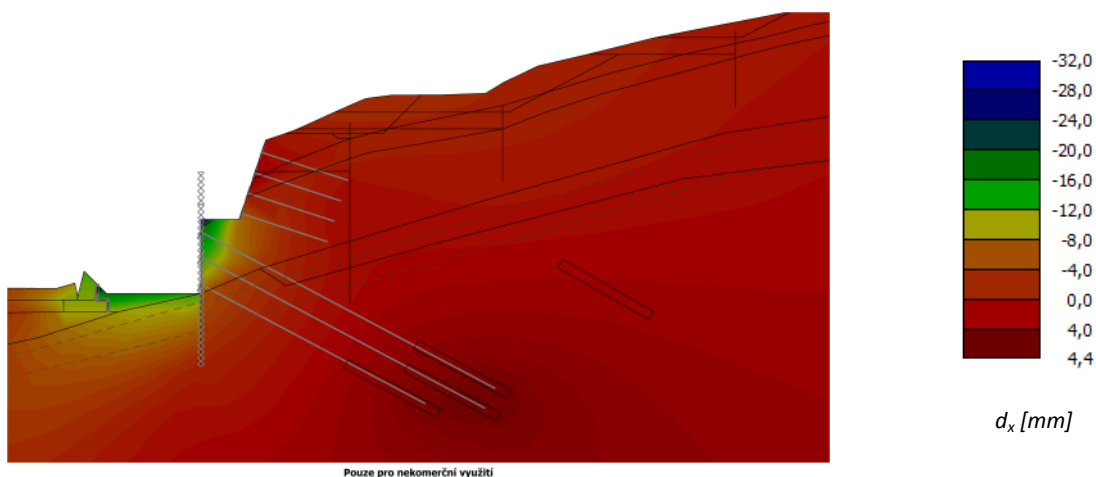
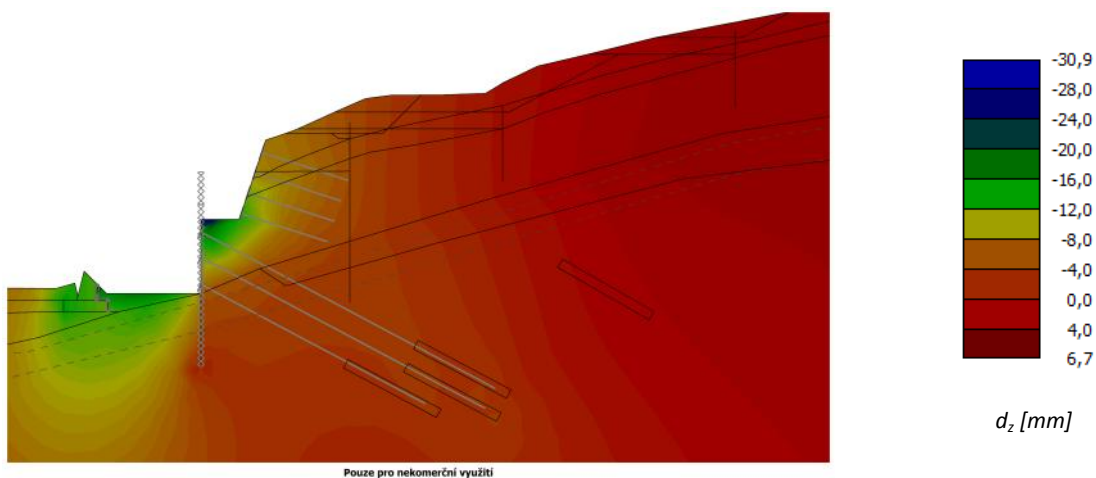


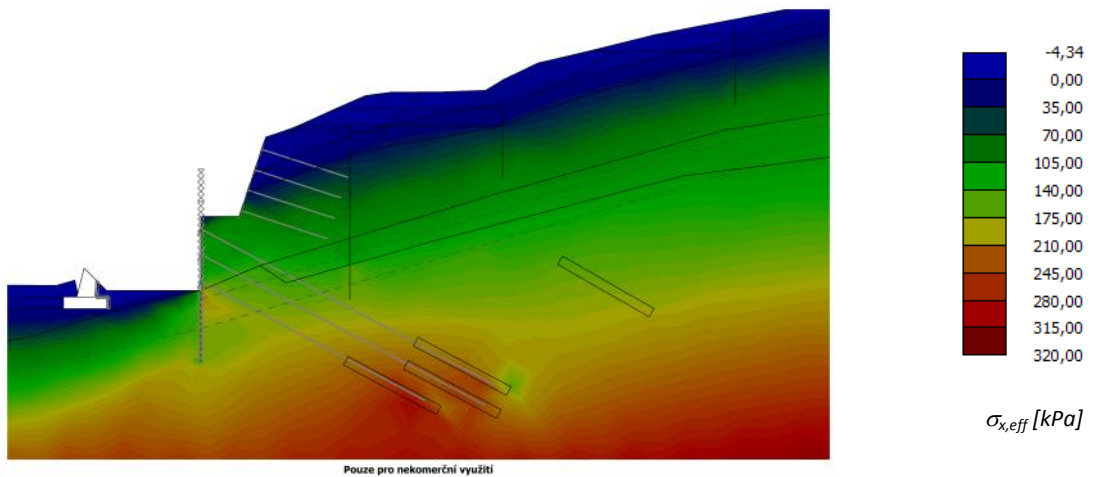
Schéma A.3 9. fáze (na schématu dále znázorněny fáze výstavby 14 – 21)



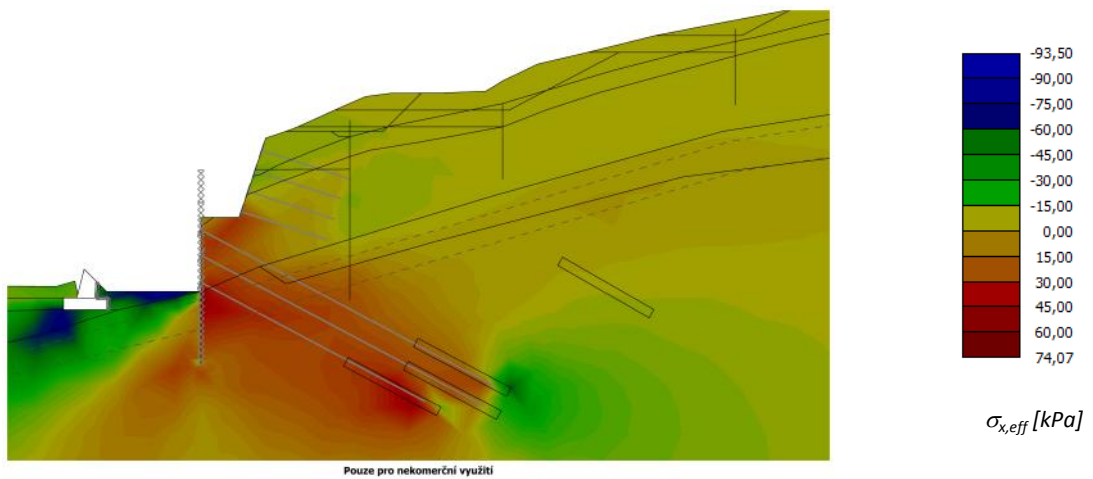
Obr. A.3.1 Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna)
Znázornění celkových vodorovných posunů



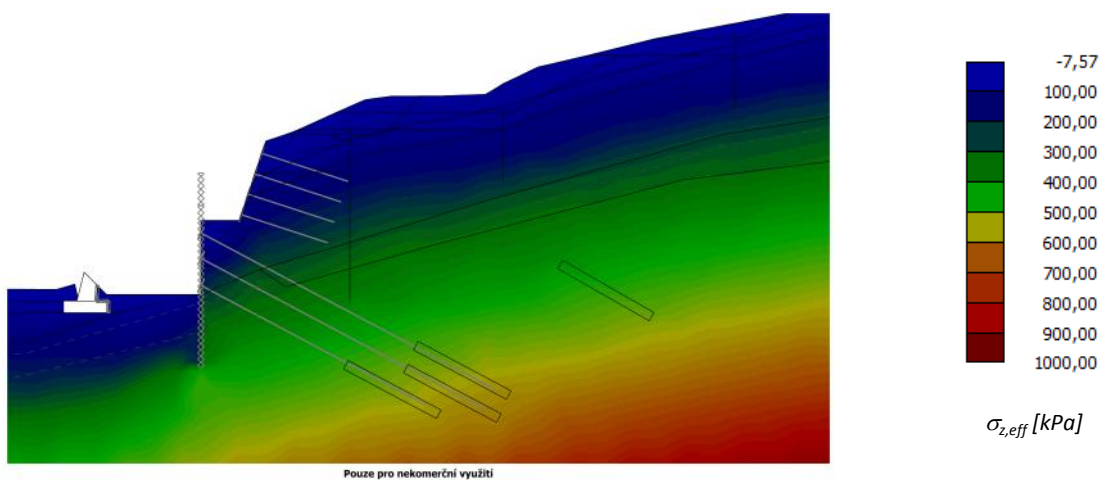
Obr. A.3.2 Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna)
Znázornění celkových svislých posunů



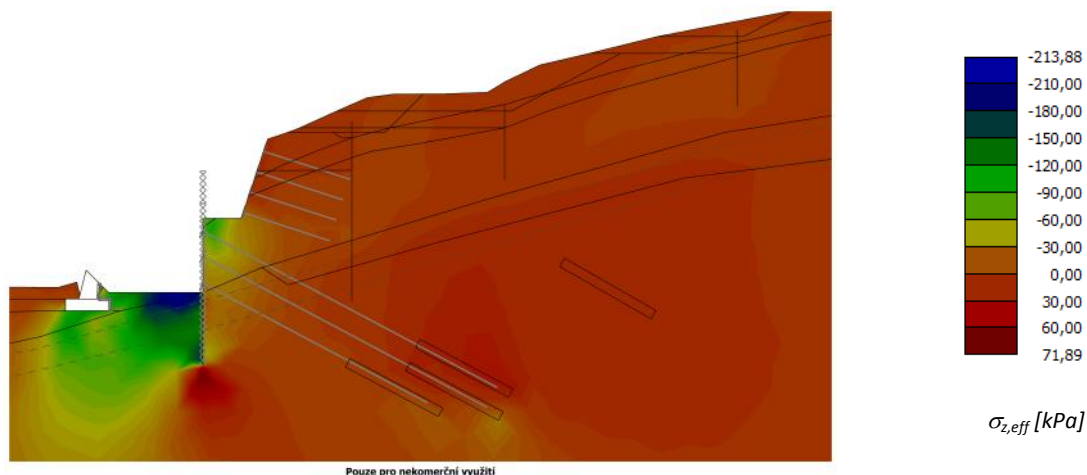
Obr. A.3.3 Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna)
Znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{x,eff}$



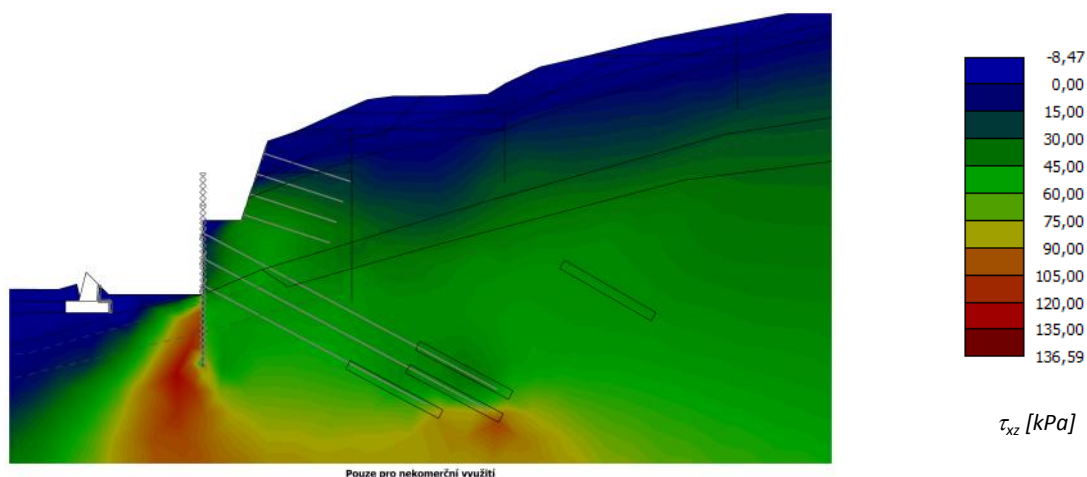
Obr. A.3.4 Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna)
znázornění změny stavu $\sigma_{x,eff}$ oproti stavu před započítáním výstavby



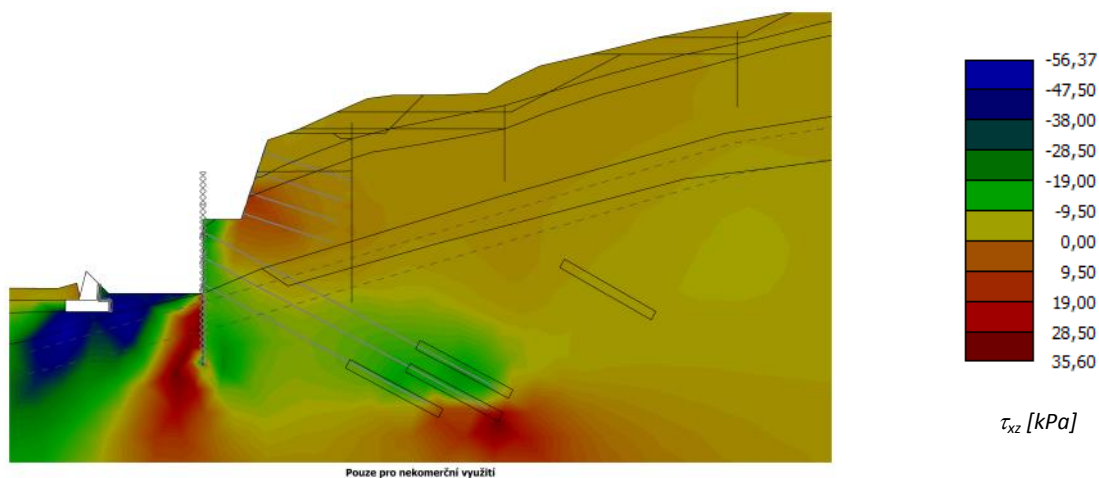
Obr. A.3.5 Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna)
Znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{z,eff}$



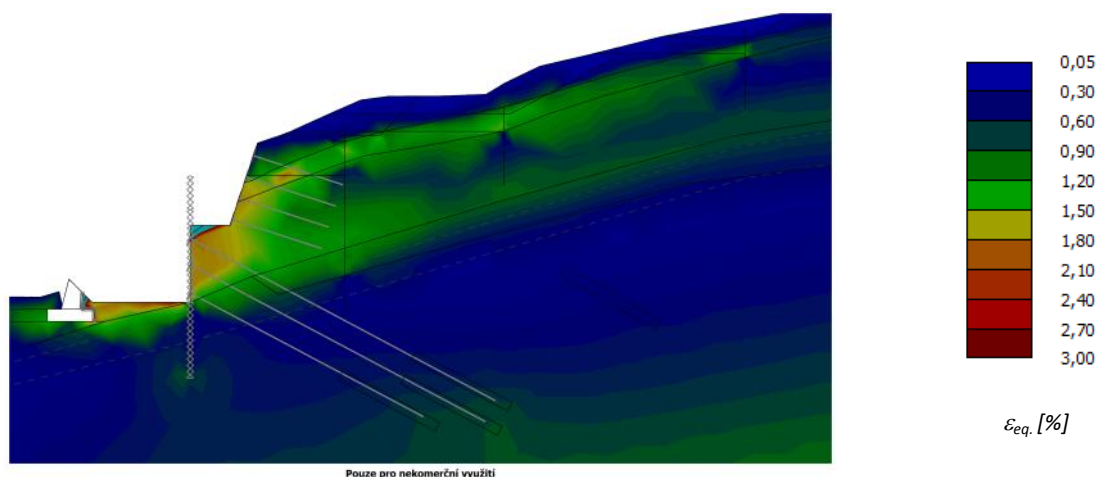
Obr. A.3.6 Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna) znázornění změny stavu $\sigma_{z,eff}$ oproti stavu před započítím výstavby



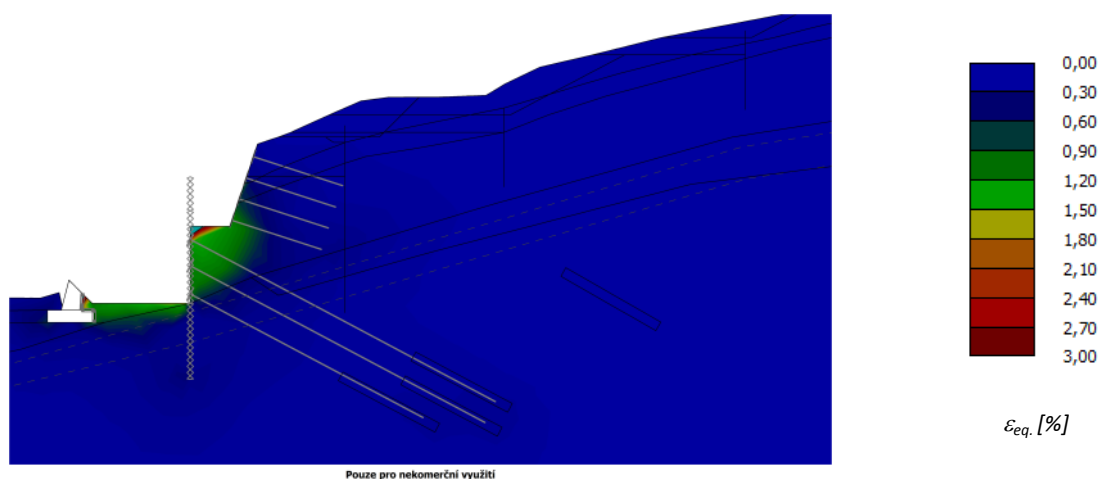
Obr. A.3.7 Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna) znázornění celkových smykových napětí



Obr. A.3.8 Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna) znázornění změny stavu smykových napětí oproti stavu před započítím výstavby



Obr. A.3.9 *Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna)
znázornění ekvivalentních poměrných přetvoření*



Obr. A.3.10 *Fáze výstavby č. 9 – provedení konstrukce č.1 (spodní pilotová stěna)
změna stavu ekvivalentních poměrných přetvoření oproti stavu před započítím výstavby*

A.4 12. FÁZE MKP MODELU

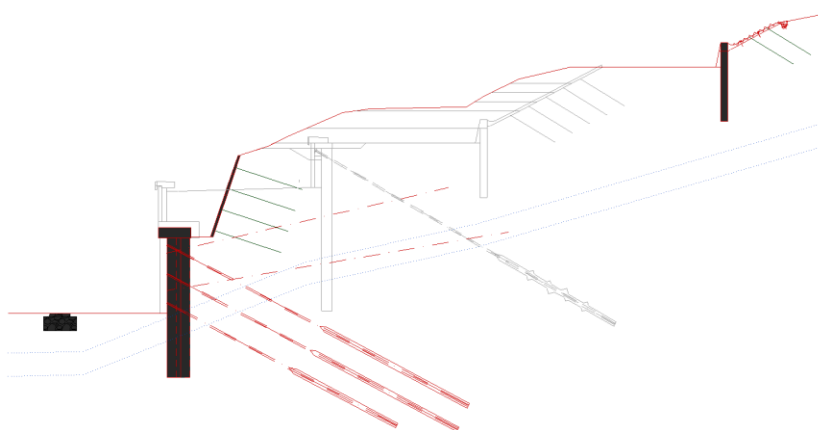
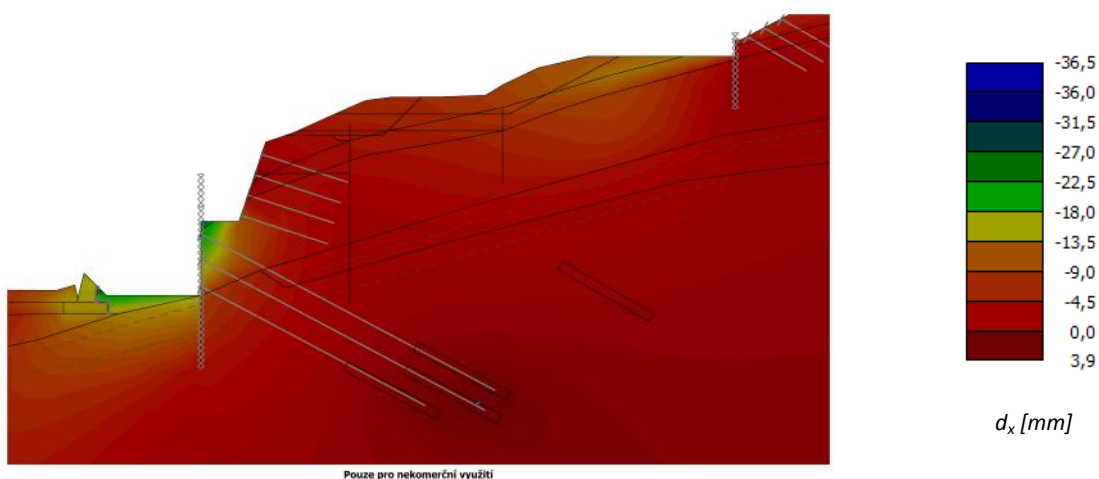
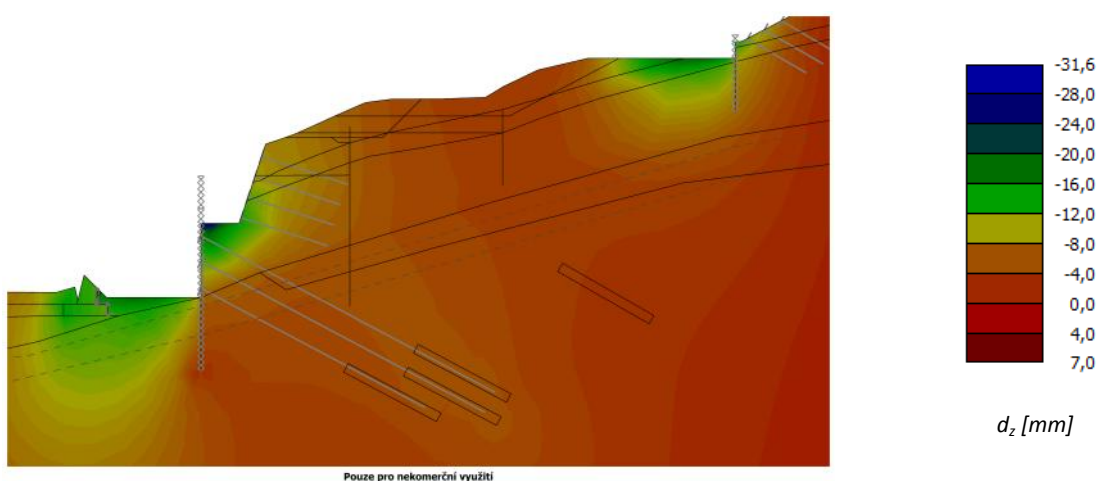


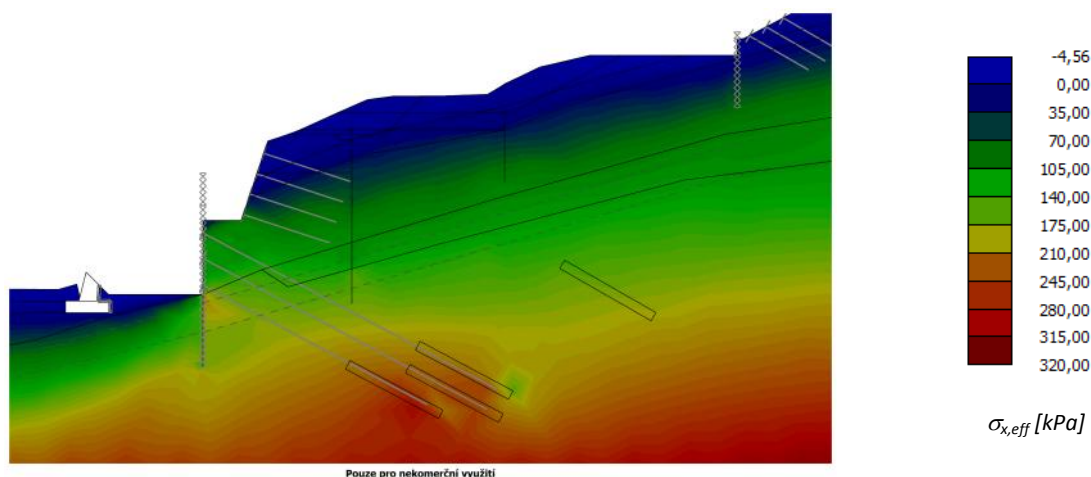
Schéma A.4 12. fáze (na schématu znázorněny dále fáze výstavby 22 – 28)



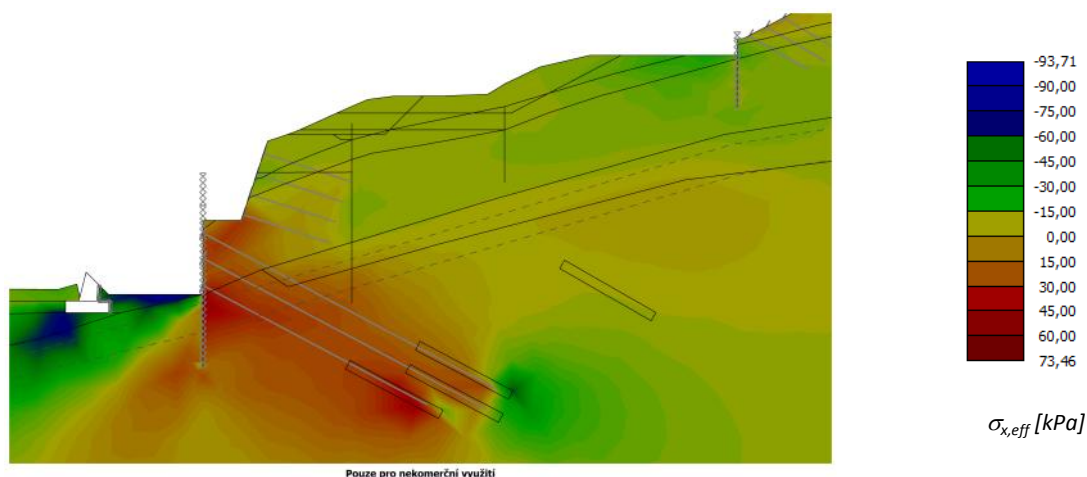
Obr. A.4.1 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí)
Znázornění celkových vodorovných posunů



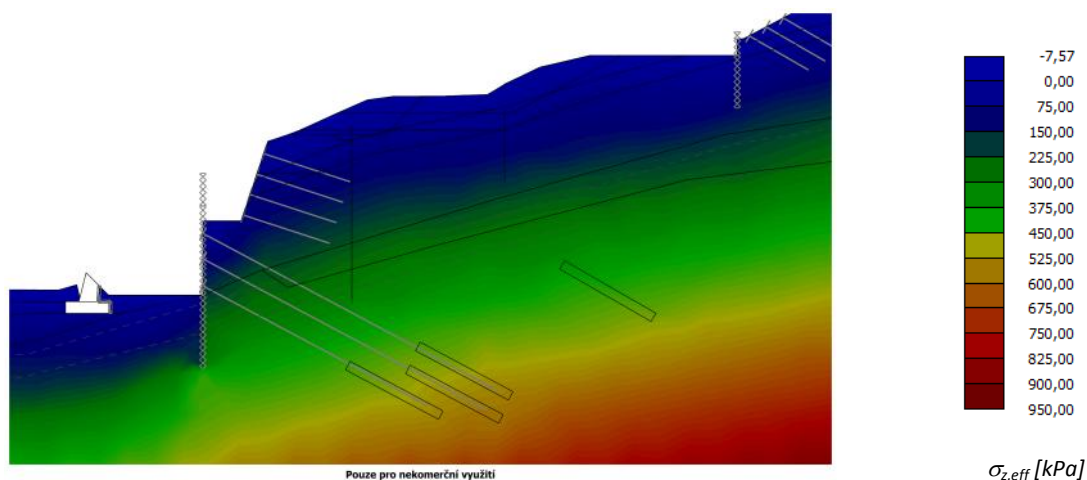
Obr. A.4.2 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí)
Znázornění celkových svislých posunů



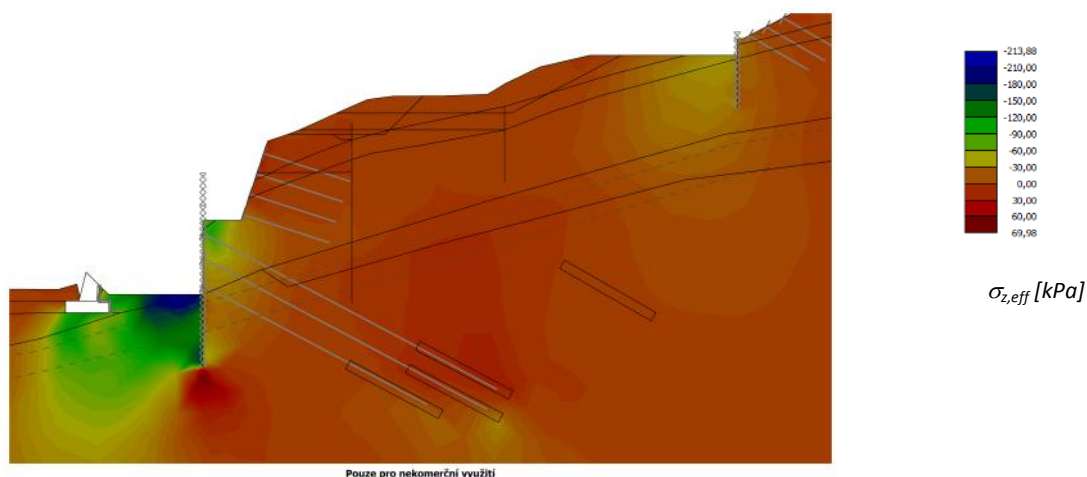
Obr. A.4.3 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí)
znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{x,eff}$



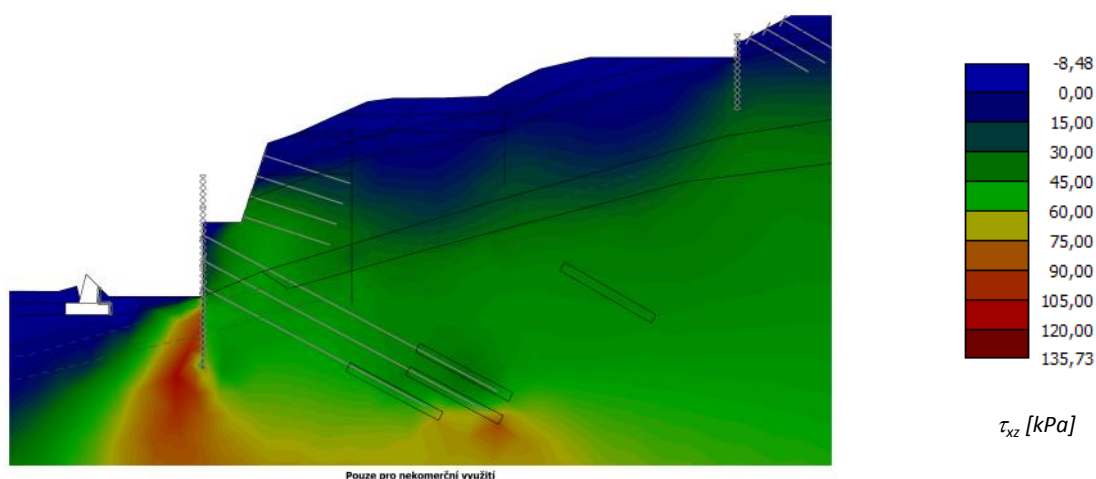
Obr. A.4.4 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí)
znázornění změny stavu $\sigma_{x,eff}$ oproti stavu před započatím výstavby



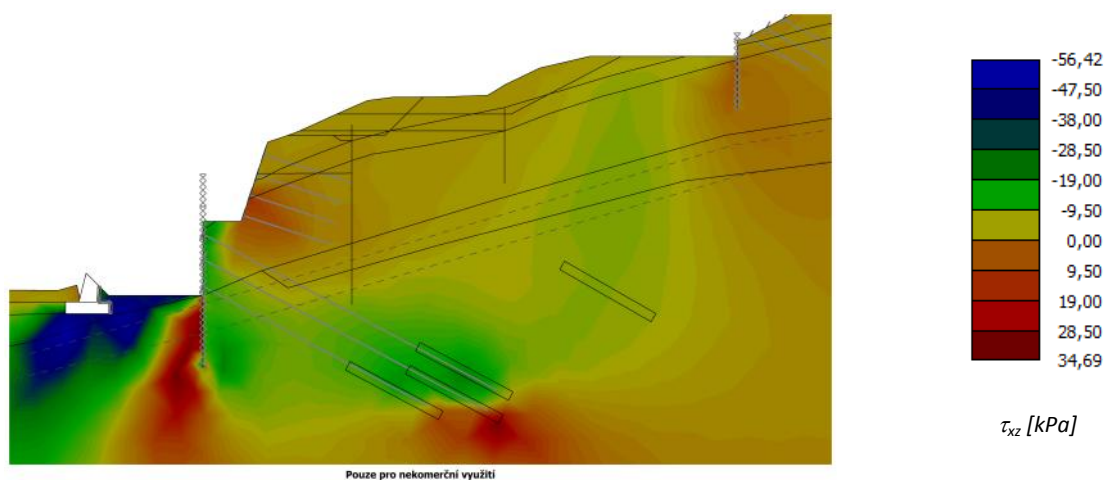
Obr. A.4.5 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí)
znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{z,eff}$



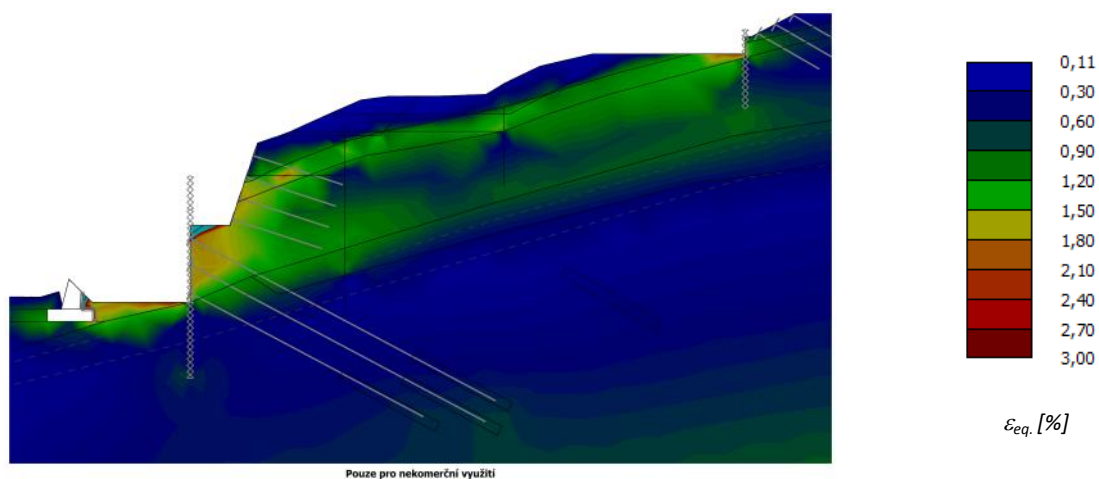
Obr. A.4.6 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí) znázornění změny stavu $\sigma_{z,eff}$ oproti stavu před započítím výstavby



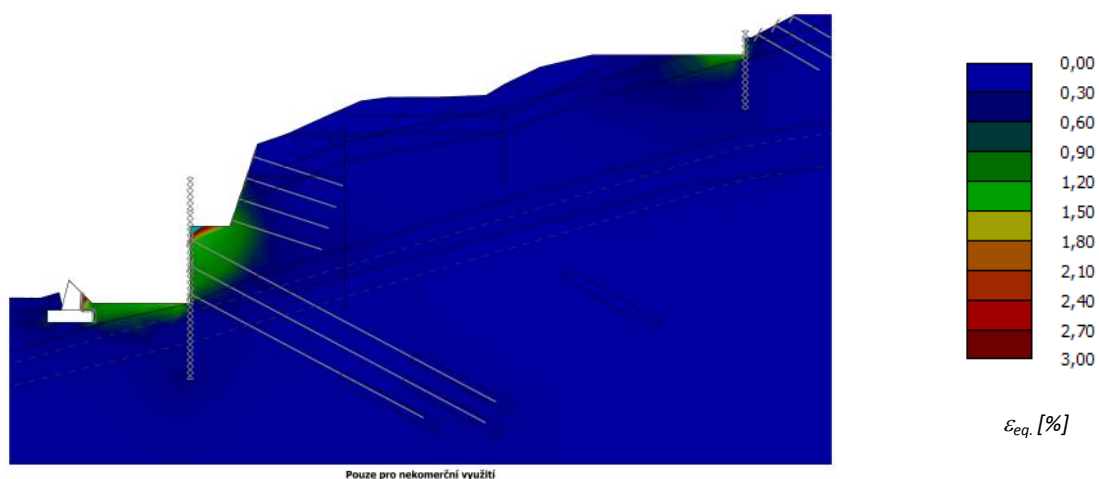
Obr. A.4.7 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí) znázornění celkových smykových napětí



Obr. A.4.8 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí) znázornění změny stavu smykových napětí oproti stavu před započítím výstavby



Obr. A.4.9 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí) znázornění ekvivalentních poměrných přetvoření



Obr. A.4.10 Fáze výstavby č. 12 – provedení konstrukce č.4 (horní pilotová stěna nad přeloženou silnicí) změna stavu ekvivalentních poměrných přetvoření oproti stavu před započítím výstavby

A.5 15. FÁZE MKP MODELU

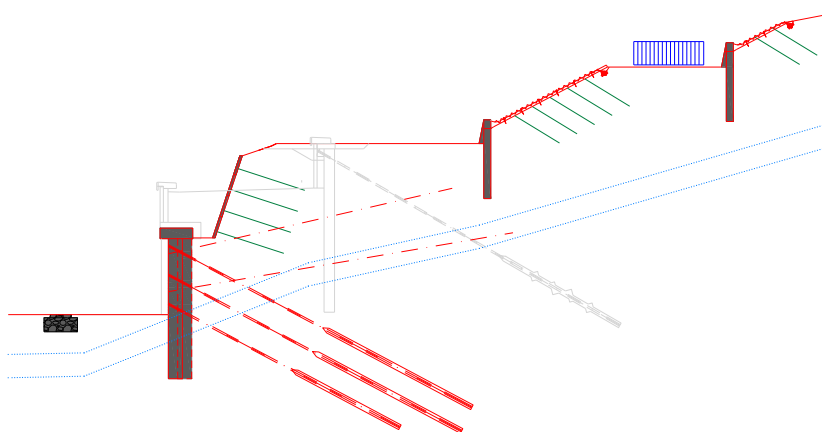
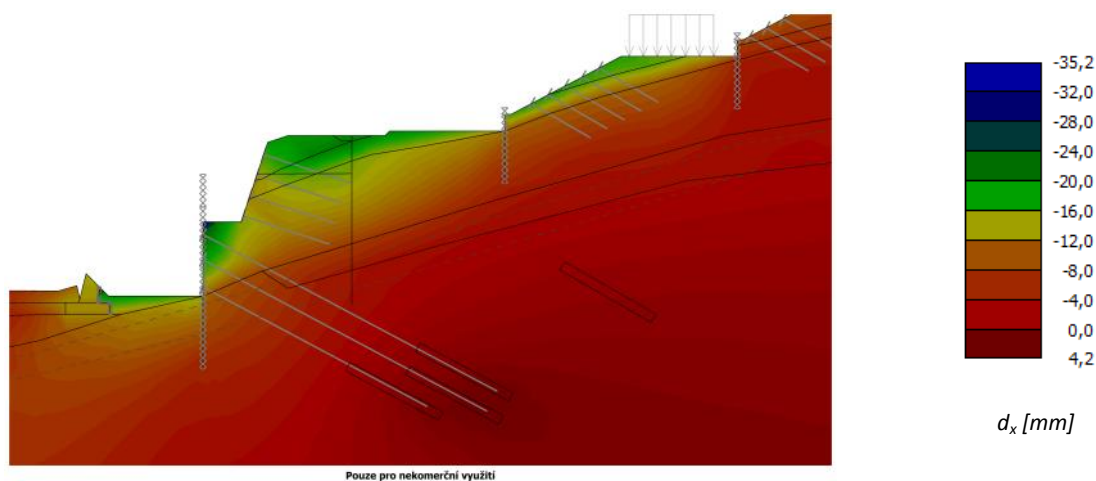
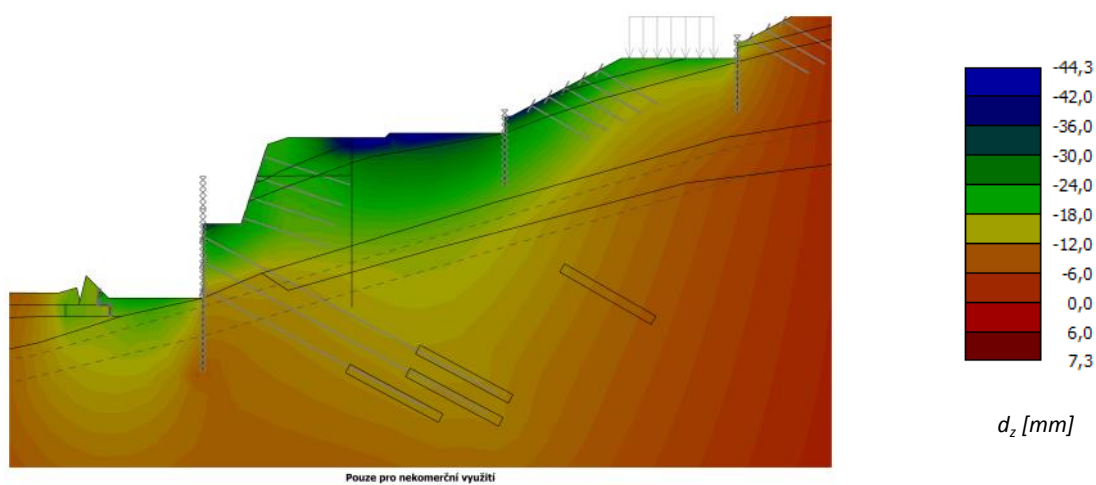


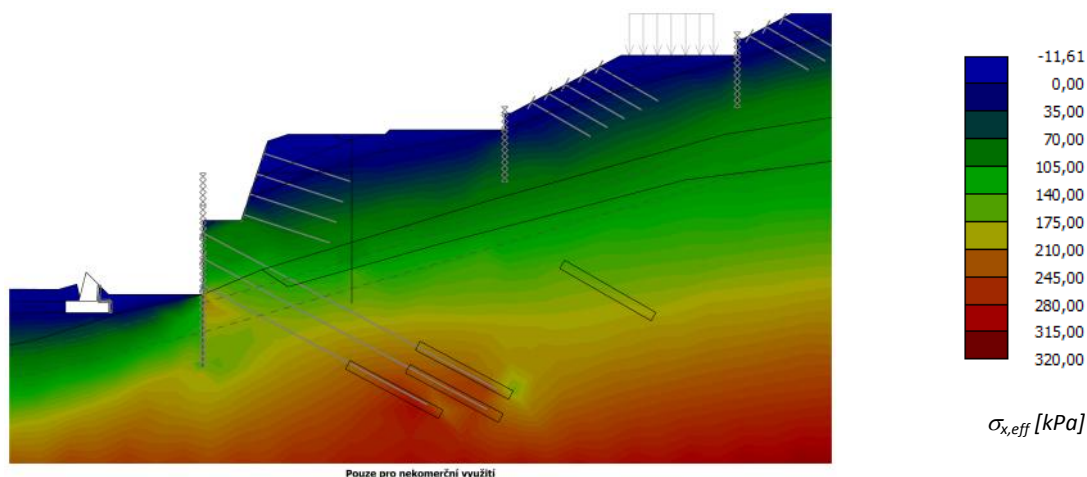
Schéma A.5 15. fáze (na schématu znázorněny dále fáze výstavby 29 – 36)



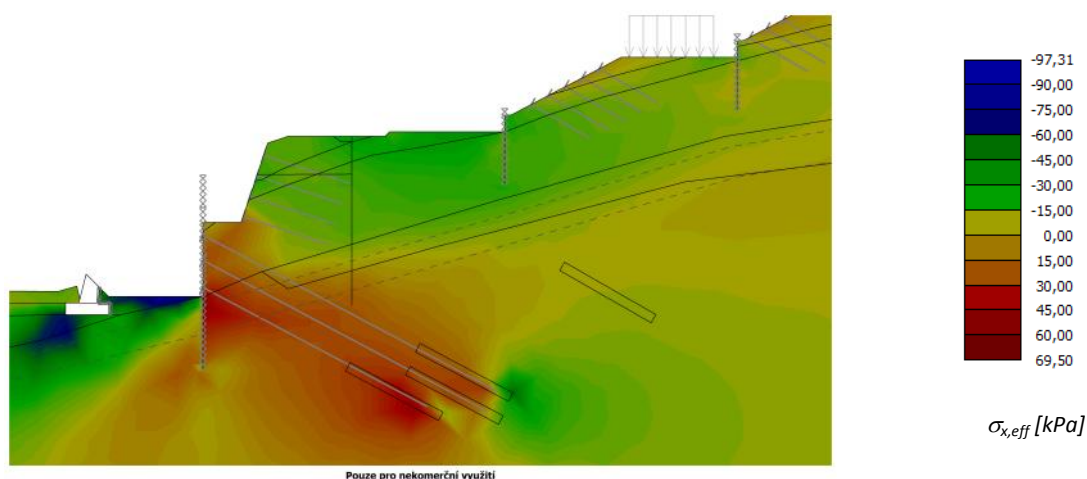
Obr. A.5.1 Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí)
Znázornění celkových vodorovných posunů



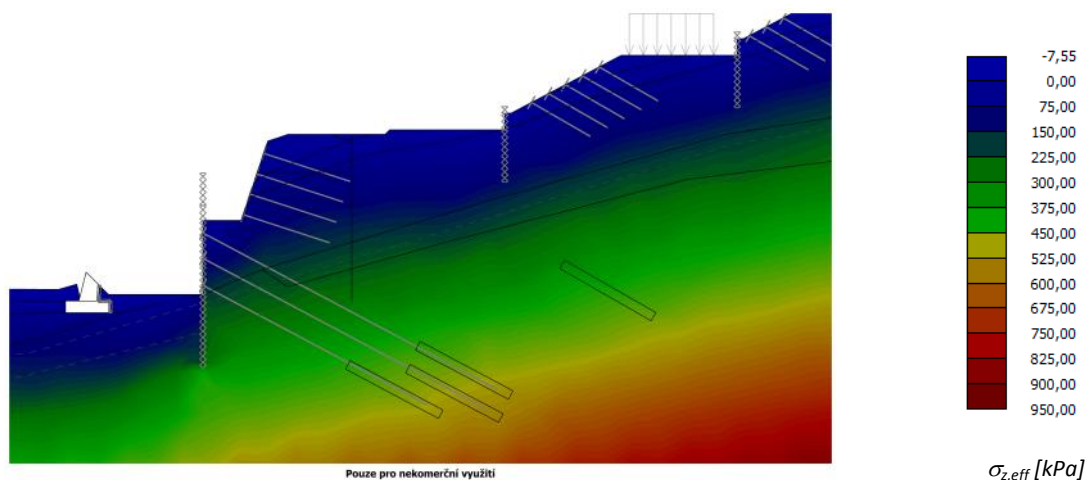
Obr. A.5.2 Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí)
Znázornění celkových svislých posunů



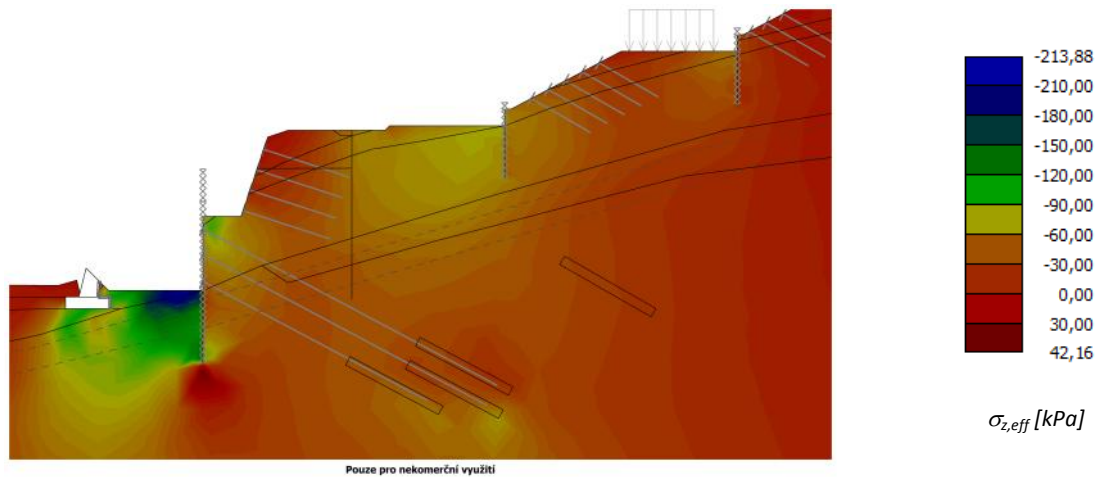
Obr. A.5.3 Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí)
znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{x,eff}$



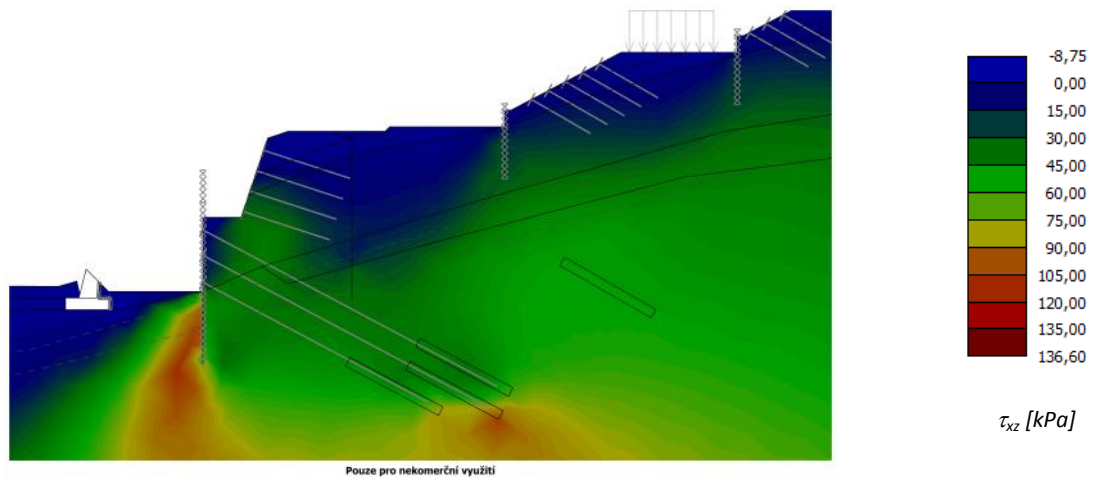
Obr. A.5.4 Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí)
znázornění změny stavu $\sigma_{x,eff}$ oproti stavu před započítím výstavby



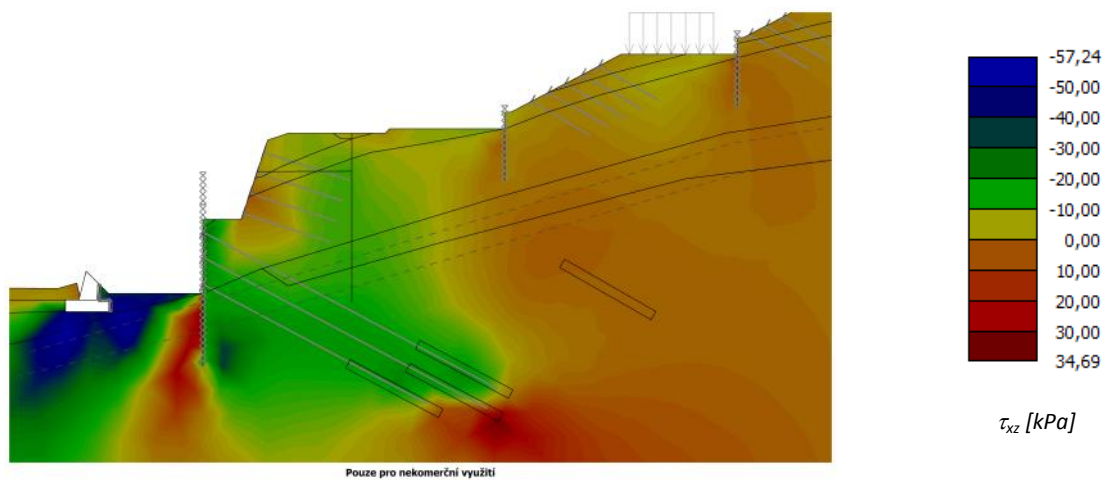
Obr. A.5.5 Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí)
znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{z,eff}$



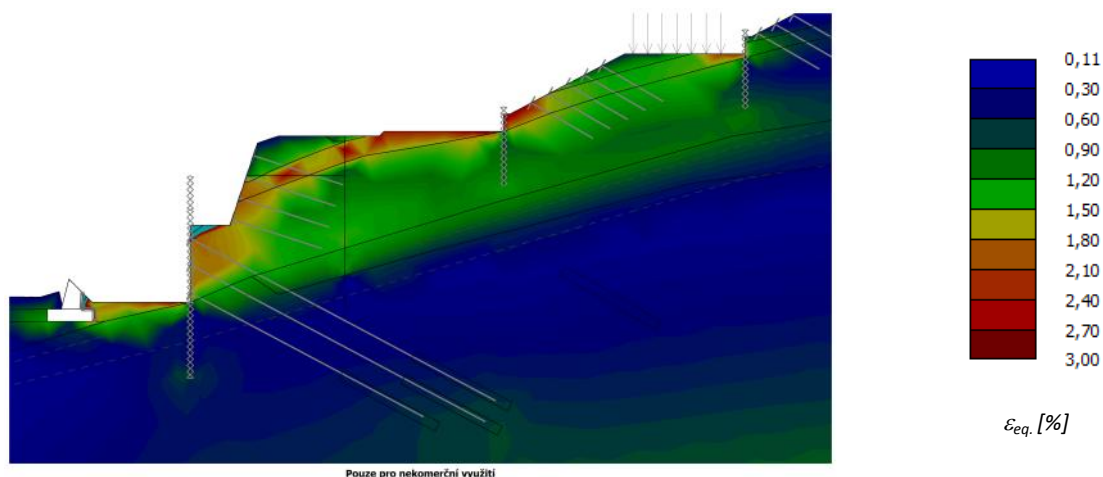
Obr. A.5.6 Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí) znázornění změny stavu $\sigma_{z,eff}$ oproti stavu před započítáním výstavby



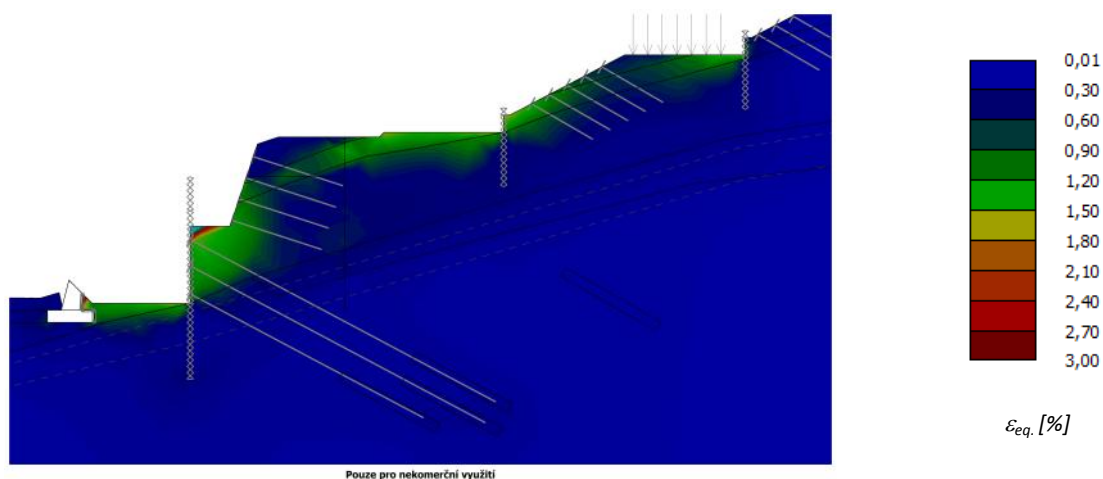
Obr. A.5.7 Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí) znázornění celkových smykových napětí



Obr. A.5.8 Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí) znázornění změny stavu smykových napětí oproti stavu před započítáním výstavby



Obr. A.5.9 *Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí) znázornění ekvivalentních poměrných přetvoření*



Obr. A.5.10 *Fáze výstavby č. 15 – provedení konstrukce č.3 (pilotová stěna pod přeloženou silnicí) změna stavu ekvivalentních poměrných přetvoření oproti stavu před započítáním výstavby*

A.6 19. FÁZE MKP MODELU

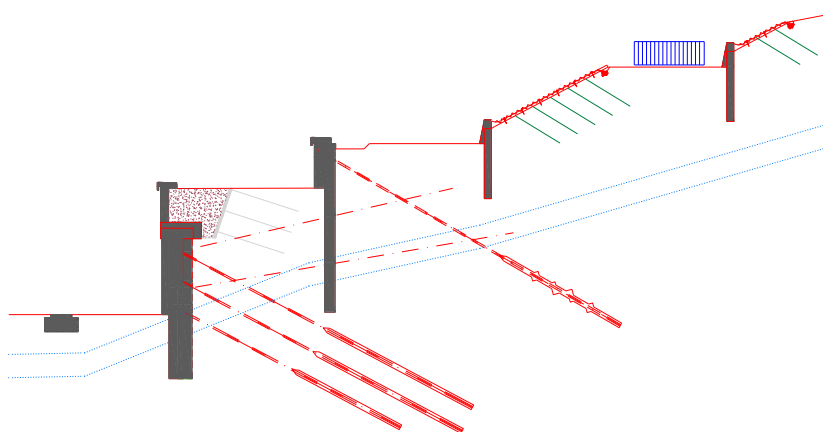
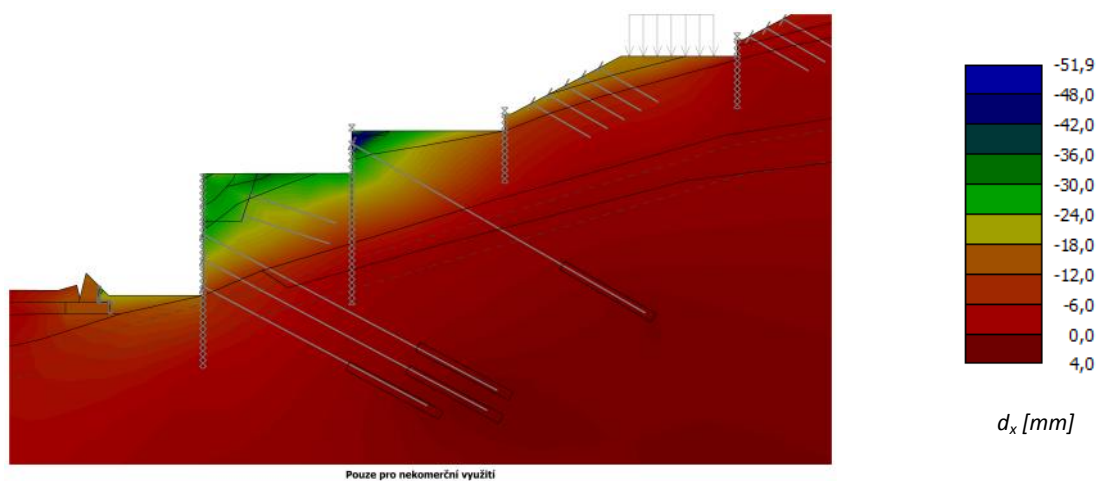
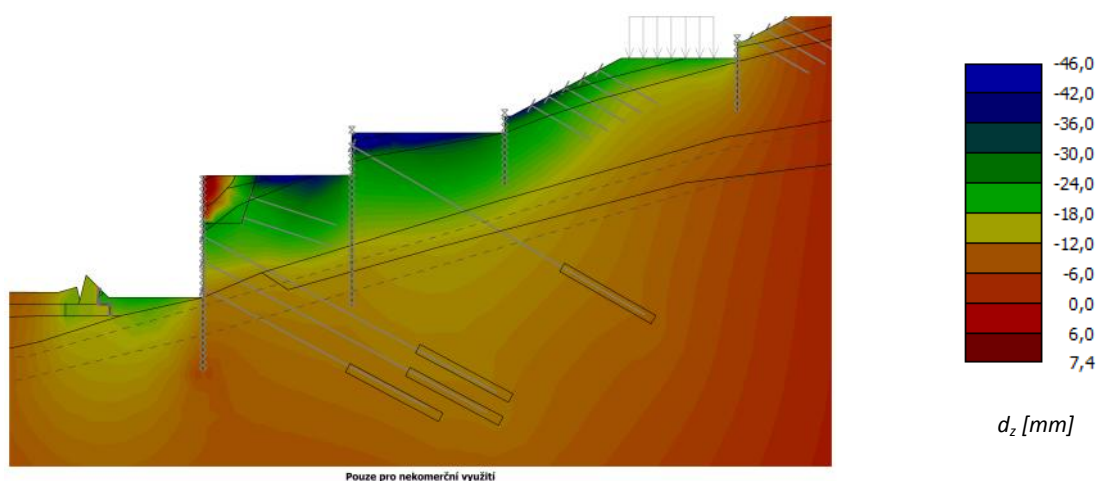


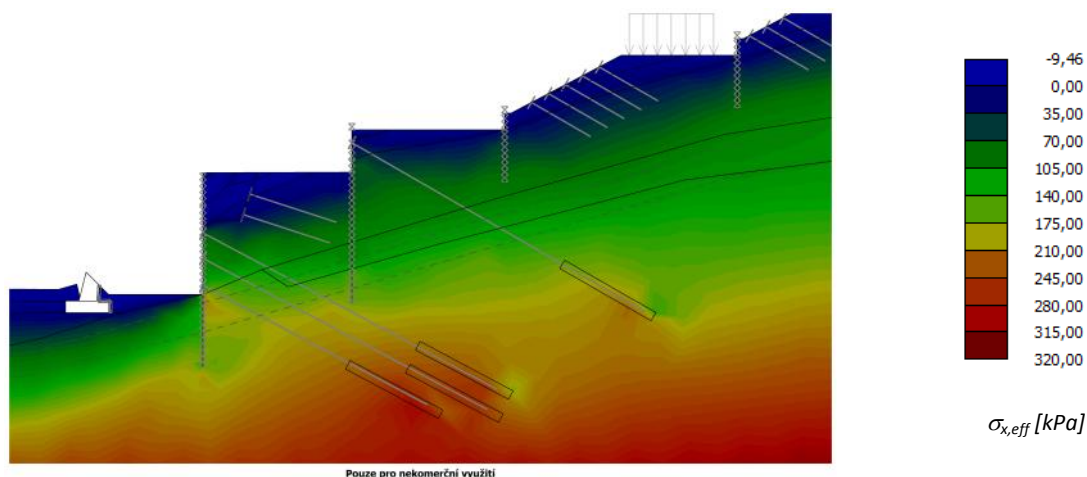
Schéma A.6 19. fáze (na schématu znázorněny dále fáze výstavby 42 – 47)



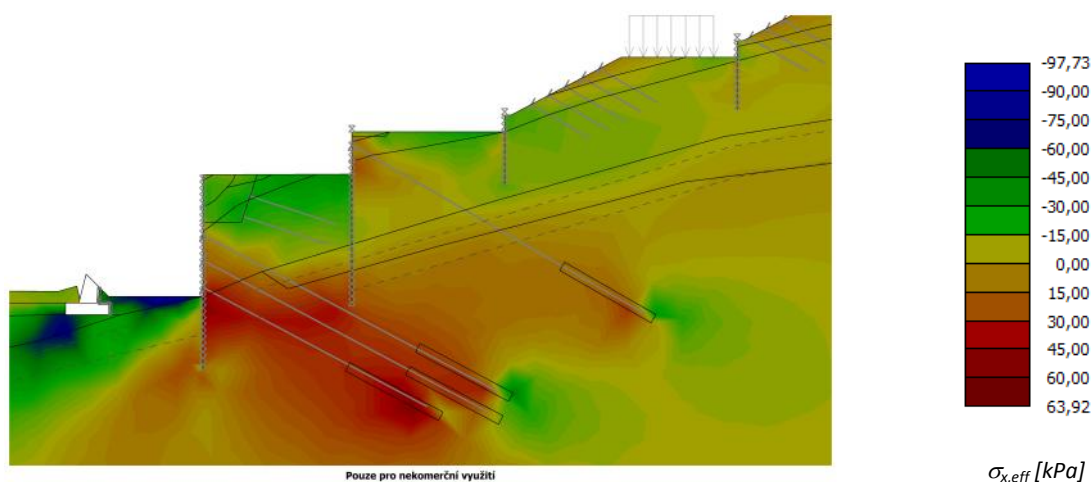
Obr. A.6.1 Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
Znázornění celkových vodorovných posunů



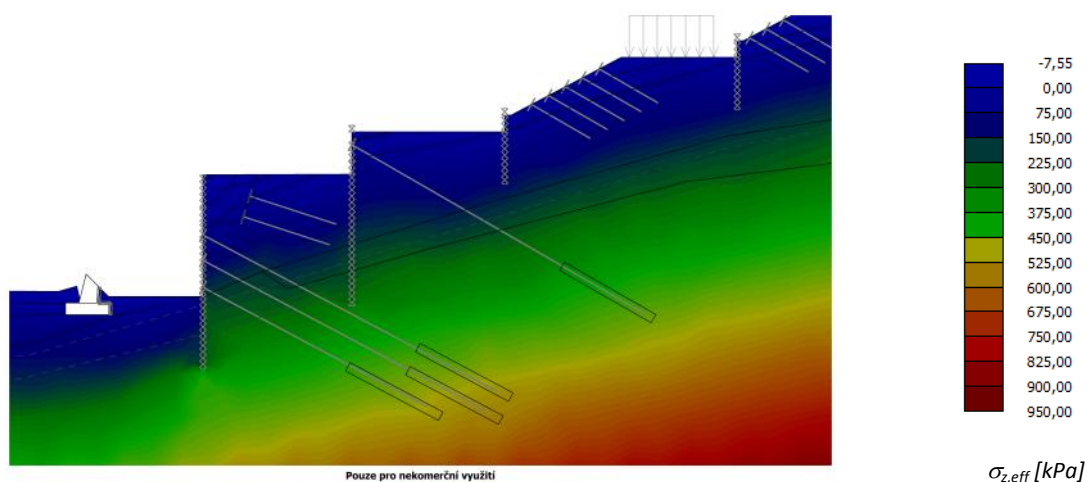
Obr. A.6.2 Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
Znázornění celkových svislých posunů



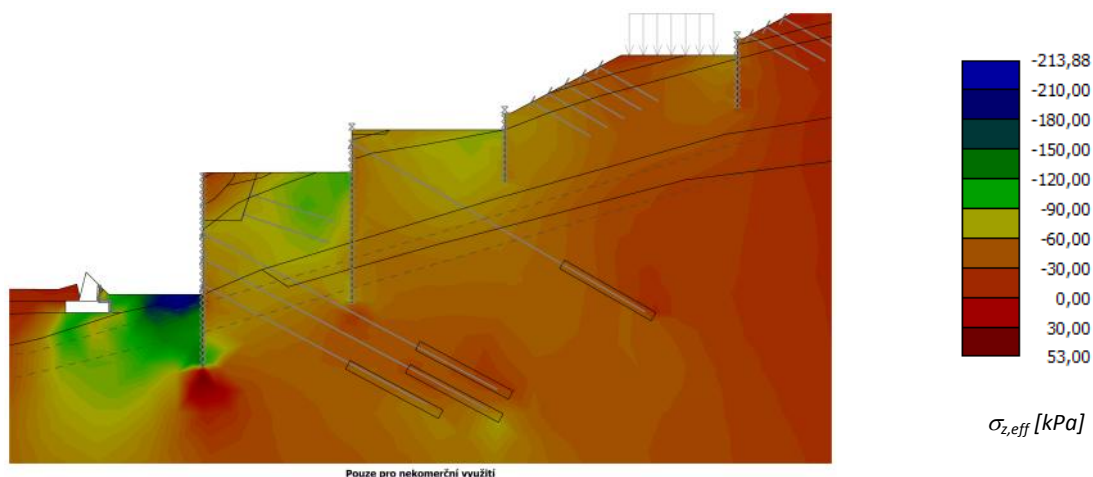
Obr. A.6.3 Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
Znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{x,eff}$



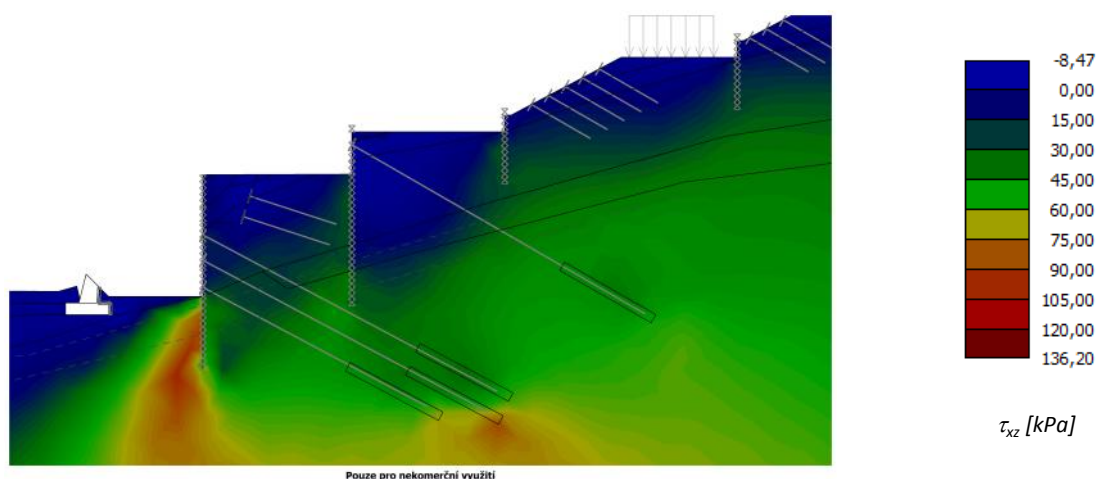
Obr. A.6.4 Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
znázornění změny stavu $\sigma_{x,eff}$ oproti stavu před započítáním výstavby



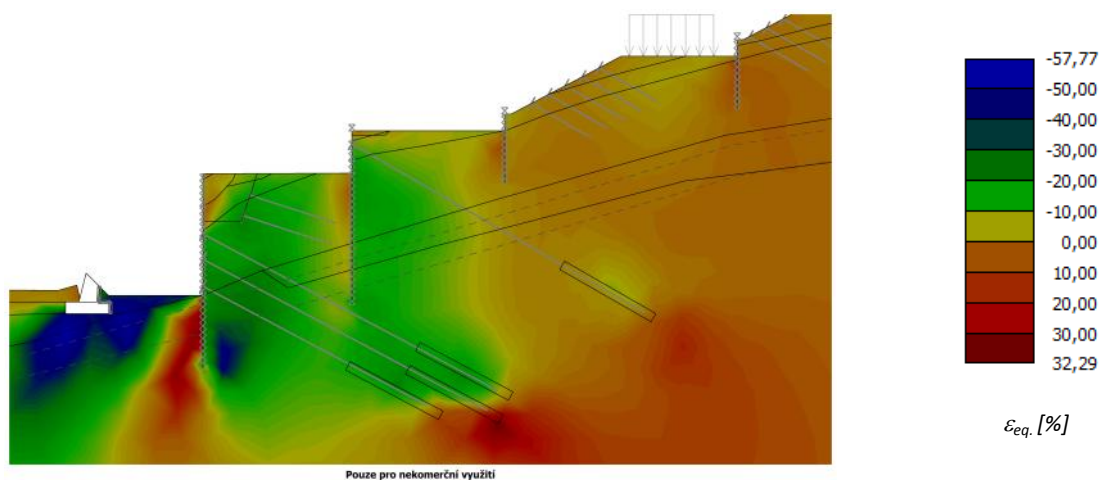
Obr. A.6.5 Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
Znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{z,eff}$



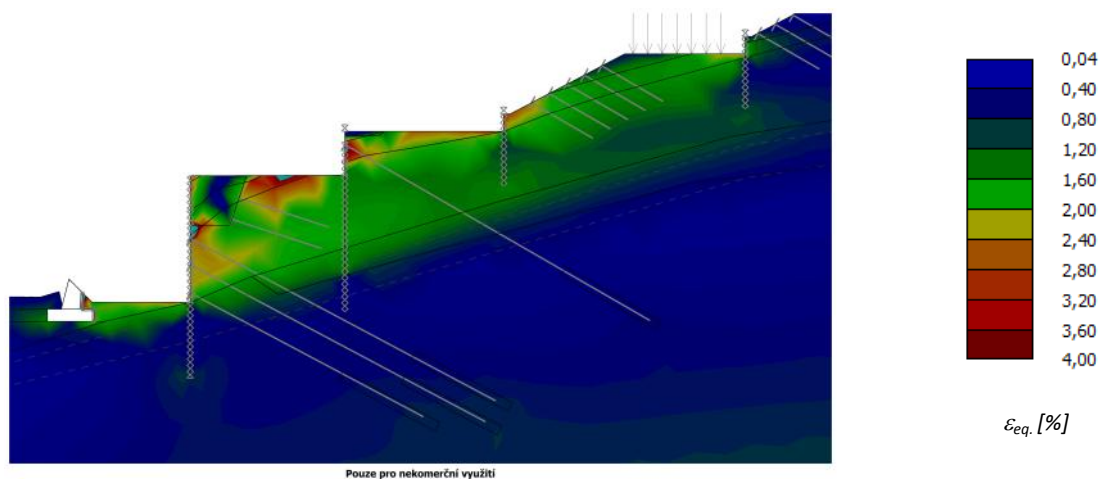
Obr. A.6.6 Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
znázornění změny stavu $\sigma_{z,eff}$ oproti stavu před započítáním výstavby



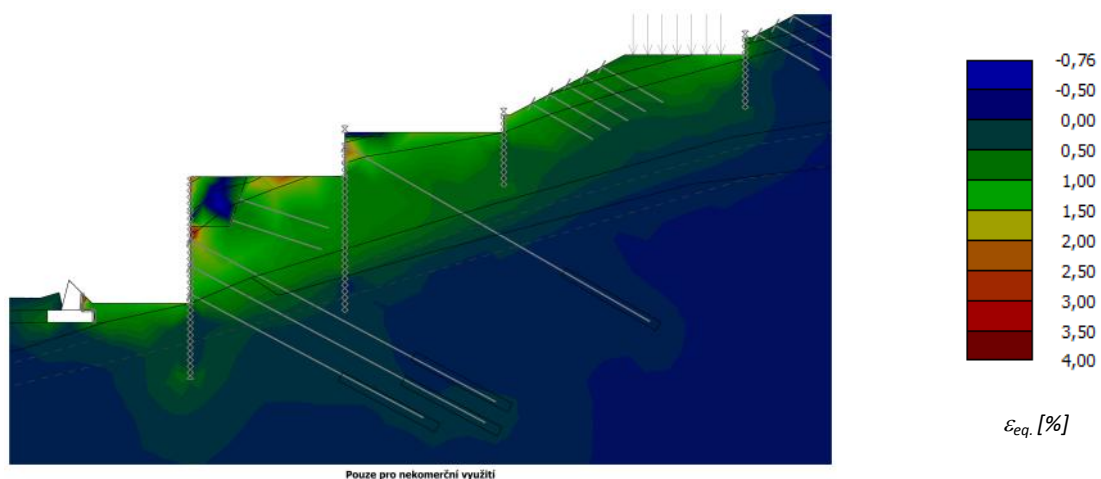
Obr. A.6.7 Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
znázornění celkových smykových napětí



Obr. A.6.8 Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
znázornění změny stavu smykových napětí oproti stavu před započítáním výstavby



Obr. A.6.9 *Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
znázornění ekvivalentních poměrných přetvoření*



Obr. A.6.10 *Fáze výstavby č. 19 – dokončení všech fází výstavby
změna stavu ekvivalentních poměrných přetvoření oproti stavu před započítáním výstavby*

A.7 22. FÁZE MKP MODELU

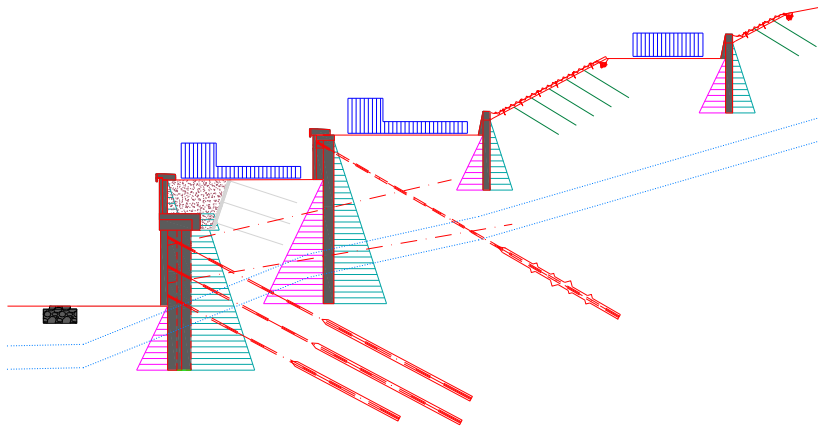
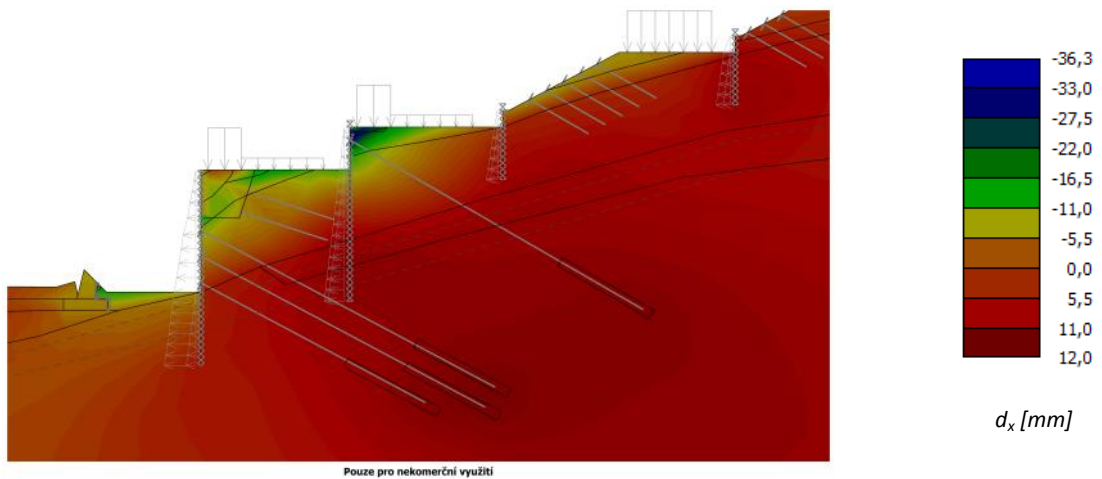
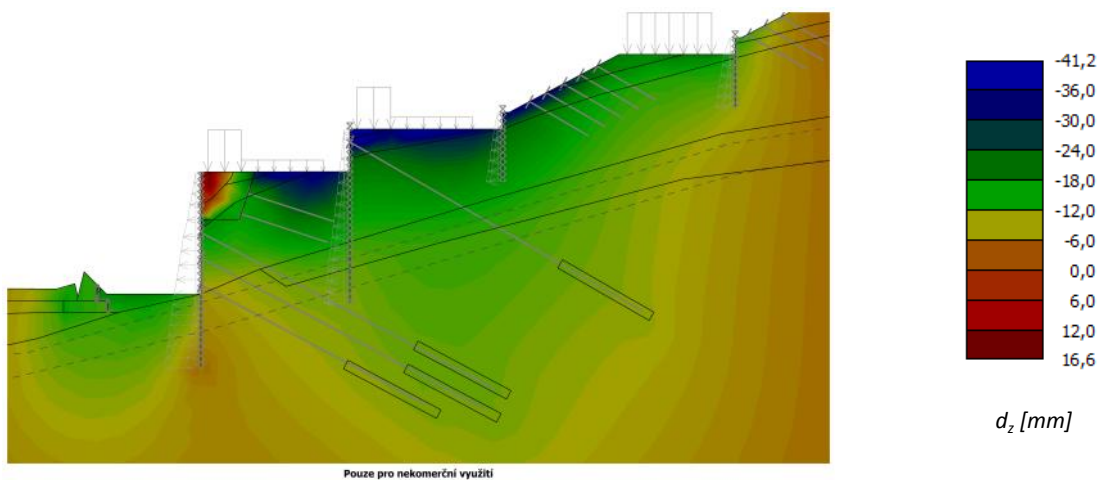


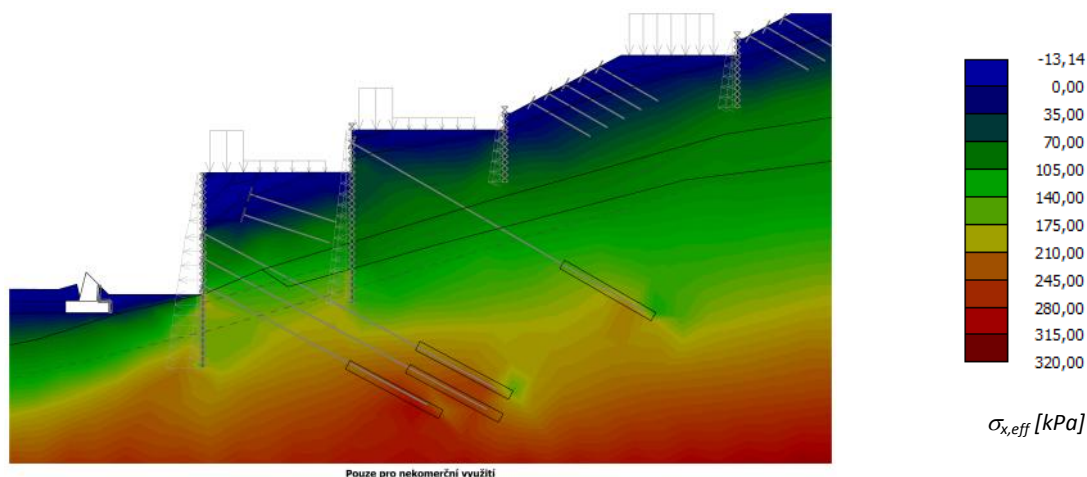
Schéma A.7 22. Fáze nahodilé zatížení od provozu dálnice
přírůstek zatížení od aktivních a úbytek od pasivních seismických účinků



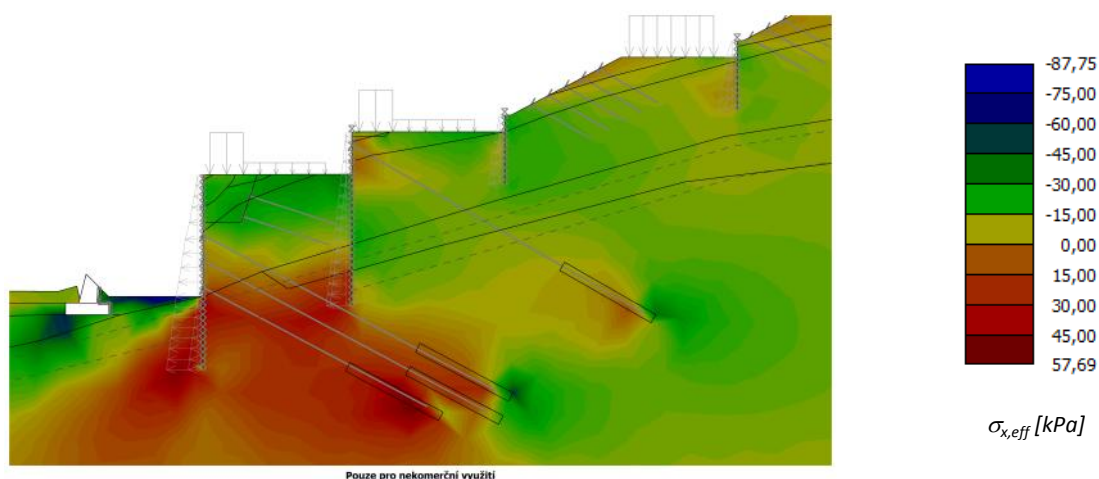
Obr. A.7.1 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků
Znázornění celkových vodorovných posunů



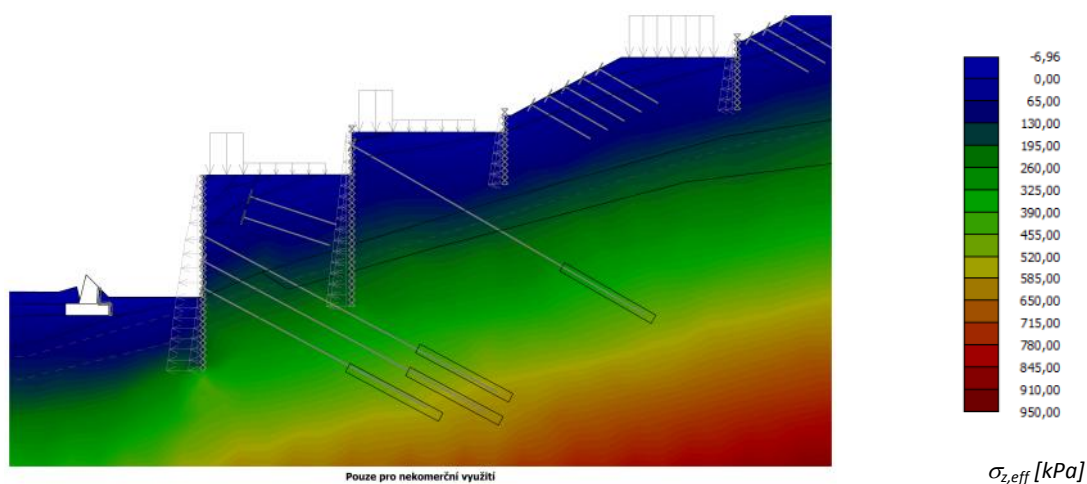
Obr. A.7.2 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků
Znázornění celkových svislých posunů



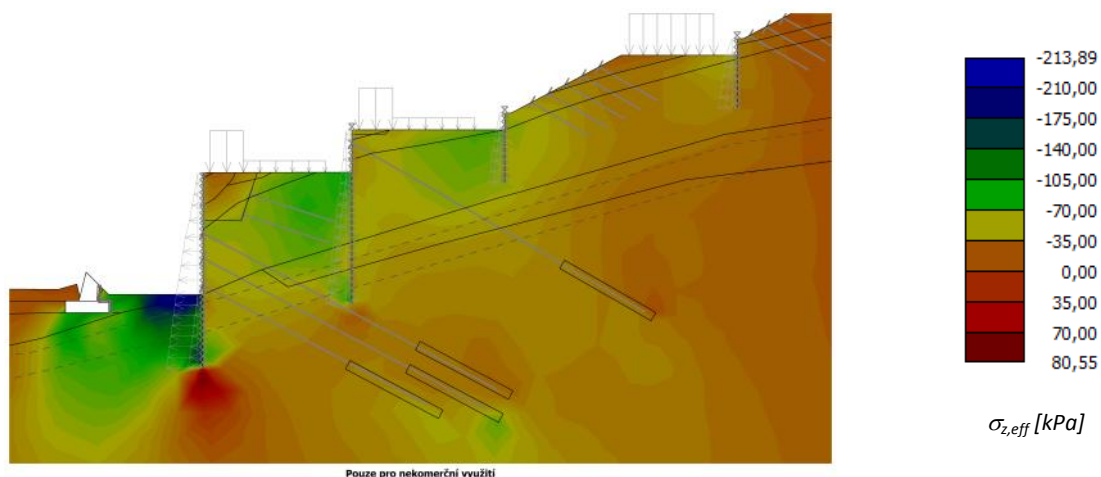
Obr. A.7.3 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků
Znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{x,eff}$



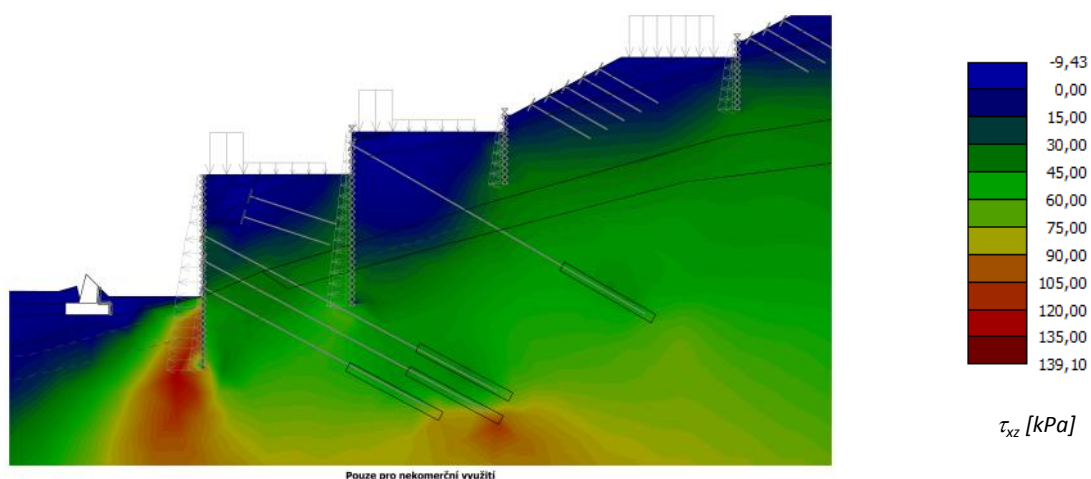
Obr. A.7.4 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků
znázornění změny stavu $\sigma_{x,eff}$ oproti stavu před započatím výstavby



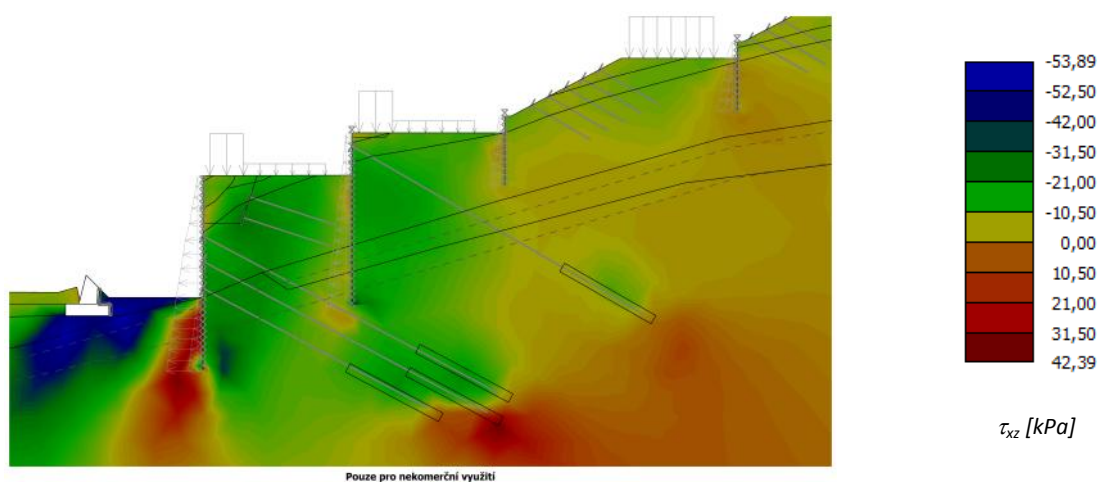
Obr. A.7.5 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků
Znázornění efektivního celkového vodorovného napětí $\sigma_{z,eff}$



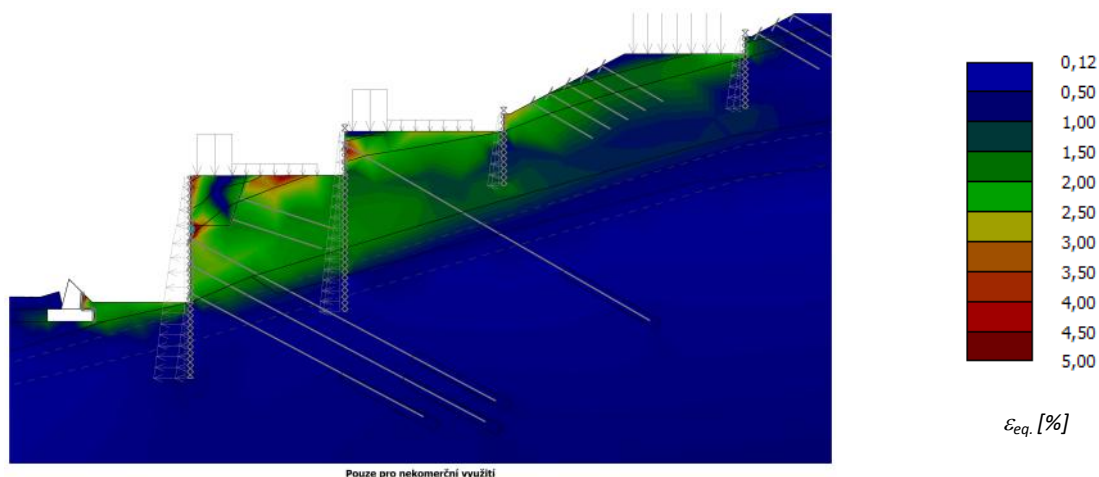
Obr. A.7.6 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků znázornění změny stavu $\sigma_{z,eff}$ oproti stavu před započítáním výstavby



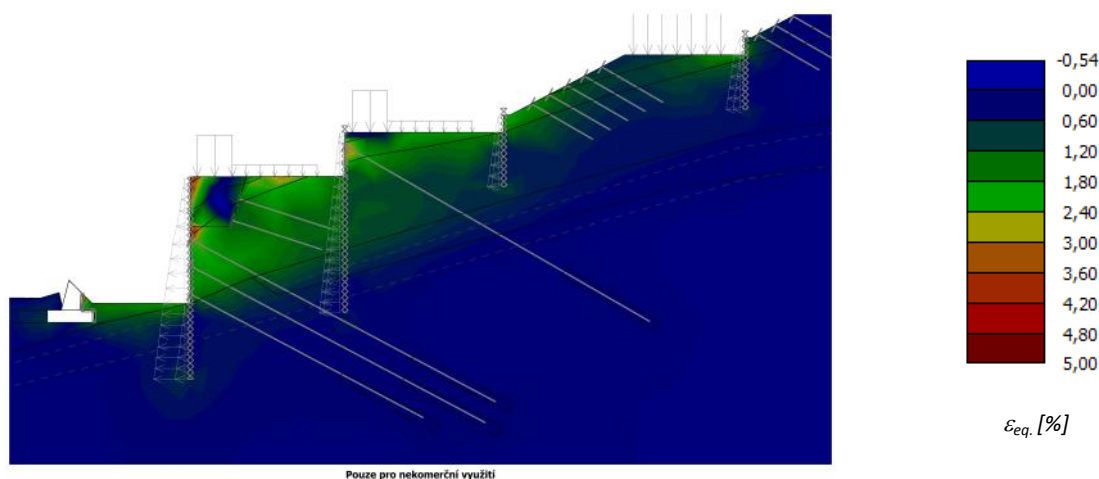
Obr. A.7.7 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků znázornění celkových smykových napětí



Obr. A.7.8 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků znázornění změny stavu smykových napětí oproti stavu před započítáním výstavby



Obr. A.7.9 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků znázornění ekvivalentních poměrných přetvoření

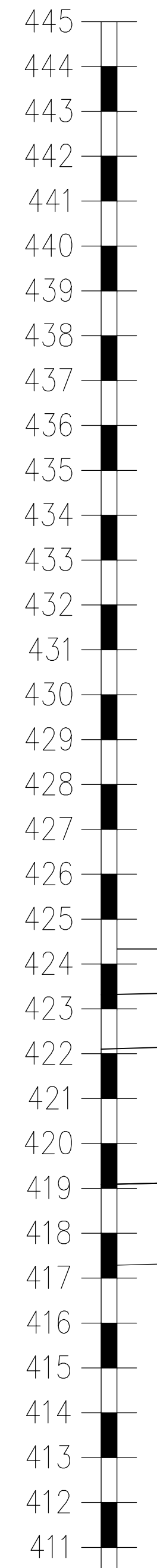


Obr. A.7.10 Fáze výstavby č. 22 –Včetně zatížení pozemních komunikací a zahrnutí seismických účinků změna stavu ekvivalentních poměrných přetvoření oproti stavu před započítáním výstavby

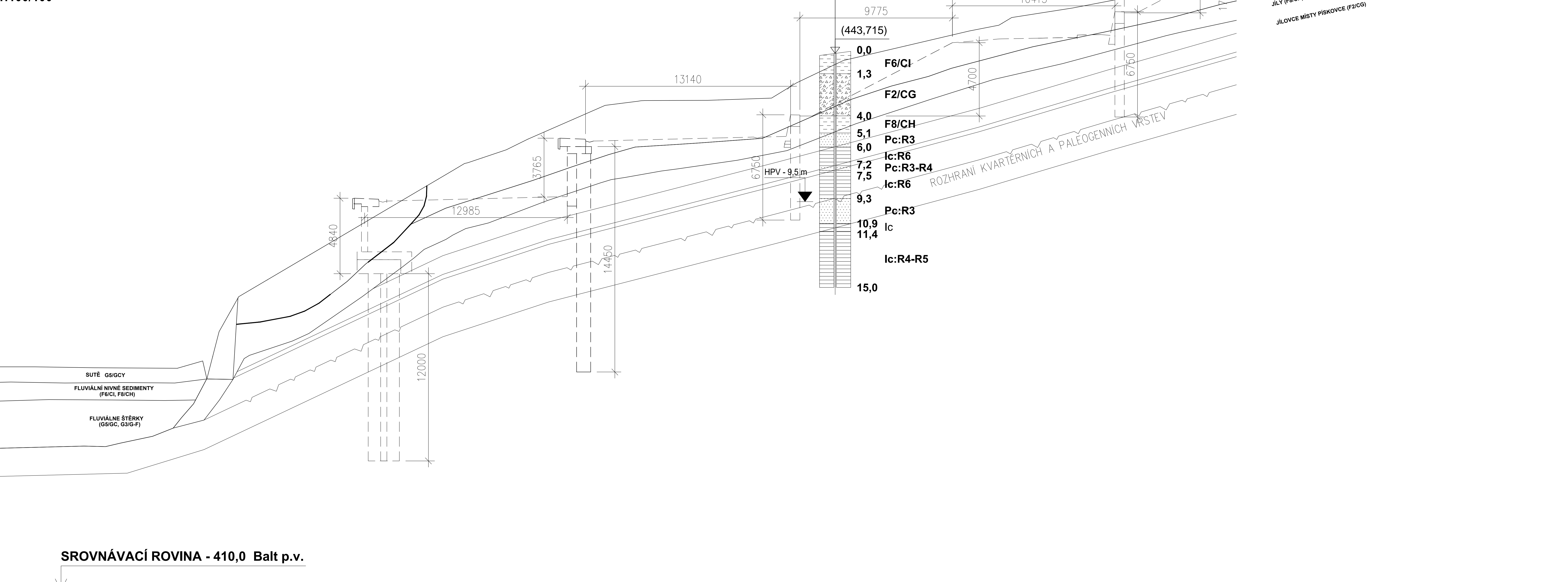
PŘÍLOHA – B

Výkresová dokumentace

IG PROFIL V km 38,075
M 1:100/100



CINK-1



LEGENDA:

a) PETROGRAFICKÉ ZNAČKY

- DELUVIÁLNÍ SUTĚ F2/CG
- JÍLY F8/CH
- PÍSKOVCE R3, R4
- JÍLOVCE R4, R5, R6

b) OSTATNÍ ZNAČKY

- XXX,XX KOTA ŮSTI VRTU
- VRT UKONČEN V HLOUBCE [m]
- CINK-1 INKLINOMETRICKÁ SONDA
- ROZHRANÍ VRSTEV
- PŘEDKVARTÉRNÍ PODLOŽÍ

ČÁST	PŘÍLOHA B - VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE		
PŘÍLOHA	IG PROFIL	ČÍS. SOUPRAVY	ČÍS. VÝKRESU B.2