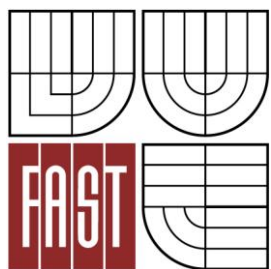




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

NÁVRH SANACE SESUVU

DESIGN OF LANDSLIDE REMEDIATION

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

BC. MICHAL PORUBA

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JIŘÍ BOŠTÍK, Ph.D.

BRNO 2015



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. Michal Poruba

Název Návrh sanace sesuvu

Vedoucí diplomové práce Ing. Jiří Boštík, Ph.D.

**Datum zadání
diplomové práce** 31. 3. 2014

**Datum odevzdání
diplomové práce** 16. 1. 2015

V Brně dne 31. 3. 2014

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

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

Podklady a literatura

Podklady budou předány vedoucím diplomové práce zvlášť.

Literatura:

- [1] Záruba, Q. Mencl, V.: Sesuvy a zabezpečování svahů, Academia, Praha, 1987, 340 s.
- [2] Pašek, J. Matula, M. a kol.: Inženýrská geologie I., II., Česká matice technická, Praha, 1995.
- [3] Turček, P. a kol.: Zakládání staveb, JAGA, Bratislava, 2005
- [4] Lee W. Abramson, Thomas S. Lee, Sunil Sharma, Glenn M. Boyce: Slope Stability and Stabilization Methods, John Wiley & Sons, New York, 2002.
- [5] Duncan, J.M. Wright, S.G.: Soil Strength and Slope Stability, John Wiley & Sons, 2005.

Zásady pro vypracování

Předmětem diplomové práce je návrh sanace sesuvu, který zcela přerušil provoz na stávající komunikaci II. třídy. K sesuvu došlo na geologicky predisponovaném místě v období s intenzivní srážkovou činností. Úkolem je analyzovat příčiny sesuvu a navrhnout možné způsoby jeho sanace včetně doporučení optimální varianty.

Při vypracování diplomové práce vycházejte ze zadaných podkladů, pokynů vedoucího diplomové práce a relevantní odborné literatury.

Předepsané přílohy

Licenční smlouva o zveřejňování vysokoškolských kvalifikačních prací

.....

Ing. Jiří Boštík, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Úkolem diplomové práce s názvem „Návrh sanace sesuvu“ je, na základě získaných znalostí o problematice svahových sesuvů a jejich možných řešení, stanovit z poskytnutých podkladů příčiny vzniku sesuvu na silnici II. třídy mezi obcemi Koryčany – Jestřabice a navrhnout optimální způsob sanace.

Klíčová slova

Sesuv, stabilita svahu, mezní stavy, metoda mezní rovnováhy, metoda konečných prvků.

Abstract

Main goal of thesis entitled "Landslide remediation design" is - based on acquired knowledge and submitted documents about the problematic of landslides - to determine the causes of the landslides on II. class road between villages Koryčany and Jestřabice and to propose optimal redevelopment.

Keywords

Landslide, slope stability, limit states, limit equilibrium method, finite element method.

Bibliografická citace VŠKP

Bc. Michal Poruba *Návrh sanace sesuvu*. Brno, 2014. 99 s., 56 s. příloh. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Jiří Boštík, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 12. 12. 2014

.....
podpis autora
Bc. Michal Poruba

Zde bych rád využil příležitosti a poděkoval vedoucímu mé diplomové práce panu Ing. Jiřímu Boštíkovi, Ph.D za poskytnuté materiály, rady, věnovaný čas a trpělivost, s níž mě vedl při psaní této práce. Dále bych rád poděkoval panu Mgr. Davidu Relichovi, Ph.D z firmy GEOSTAR za poskytnuté podklady pro vypracování diplomové práce.

Bc. Michal Poruba

OBSAH

1. Úvod	10
1.1. Cíl diplomové práce	10
2. Svahové pohyby	11
2.1. Faktory způsobující sesouvání	11
2.2. Typy svahových pohybů	13
2.2.1. Ploužení	13
2.2.2. Sesouvání	18
2.2.3. Stékání	21
2.2.4. Řícení	24
2.3. Sanace svahů	26
2.3.1. Opatření přispívající ke snížení aktivních sil	26
2.3.2. Opatření přispívající ke zvýšení pasivních sil	28
2.4. Řešení stability svahu	34
2.4.1. Nomogramy	35
2.4.2. Metoda mezní rovnováhy	35
2.4.2.1. Kruhové smykové plochy	37
2.4.2.2. Rovinné smykové plochy	40
2.4.2.3. Obecné smykové plochy	43
2.4.2.4. ČSN EN 1997-1	46
2.4.3. Metody řešení napjatosti a deformace zemního tělesa	49
3. Sesuv silnice II. třídy mezi obcemi Koryčany a Jestřabice	52
3.1. Geomorfologické poměry v oblasti Koryčan a Jestřabic	53
3.2. Geologické poměry v oblasti Koryčan a Jestřabic	53
3.3. Hydrogeologie v oblasti Koryčan a Jestřabic	55
4. Geotechnický průzkum	56
4.1. Průzkumné práce	56
4.2. Geotechnické poměry	57
4.2.1. Inženýrsko-geologický průzkum	57
4.2.2. Hydrogeologické poměry	61
5. Rozbor možných příčin sesuvu	62

5.1. Výpočet stability svahu před sesuvem v programu GEO5	67
5.2. Výpočet stability svahu před sesuvem v programu Plaxis	70
6. Návrh a realizace sanačních opatření	73
6.1. Výpočet stability svahu po zhotovení odřezu v programu GEO5	74
6.2. Výpočet stability svahu po zhotovení odřezu v programu Plaxis.....	77
6.3. Výpočet stability svahu po sanaci v programu GEO5	80
6.4. Výpočet stability svahu po sanaci v program Plaxis	83
7. Postup sanace.....	86
7.1. Odvod vody mimo území svahu postiženého sesuvem	86
7.2. Odtěžování tělesa komunikace a výstavba nového tělesa	86
7.3. Obnovení příkopu pozemní komunikace	87
8. Závěr.....	88
9. Seznam použitých zdrojů	89
10. Seznam použitých zkratk a symbolů	92
11. Seznam příloh.....	99

1. ÚVOD

1.1. Cíl diplomové práce

Předmětem diplomové práce s názvem: „Návrh sanace sesuvu“ je řešení sesuvu na silnici II. třídy mezi obcemi Koryčany a Jestřabice na území Zlínského kraje. Sesuv vznikl na geologicky predisponovaném místě v období intenzivních srážek a zcela přerušil provoz na zmiňované komunikaci. Práce se zabývá obecnými příklady jednotlivých faktorů způsobujících sesouvání. Pro představu možných řešení jsou rozebrána jednotlivá sanační opatření. Z podkladů poskytnutých firmou GEOSTAR a ze znalostí získaných předchozí rešerší faktorů způsobujících sesouvání jsou následně stanoveny možné příčiny vzniku sesuvu na silnici II. třídy Koryčany – Jestřabice. Způsob porušení je ověřen pomocí výpočtů stability svahu v programech GEO5 a Plaxis na 2D modelu svahu s geologickým profilem vytvořeným z poskytnutých podkladů. Na základě znalostí získaných při rešerši jednotlivých možností sanačních opatření je navržen vhodný způsob sanace svahu a správnost řešení je poté ověřena na 2D modelu v programech GEO5 a Plaxis.

2. SVAHOVÉ POHYBY

Svahové pohyby vznikají ve svazích, kde následkem působení mnoha faktorů, přírodní eroze, voda, zemětřesení a lidská činnost v kombinaci se zemskou tíhou, dojde k porušení rovnováhy v horninách, které tento svah tvoří. Dochází tak k pohybu horninové hmoty po svahu dolů. Tímto pohybem se příroda snaží dostat uvolněnou masu horniny zpět do rovnovážného stavu. Obecně se pojem svahový pohyb používá pro označení pohybu zemin a hornin po zřetelné smykové ploše i pro velmi pomalé deformace svahu způsobené pohybem hmot po několika dílčích plochách. Tyto velmi pomalé deformace svahu jsou označovány českým termínem „plastické přetváření svahů“ nebo je pro ně používán anglický termín „creep“ [1, 2].

2.1. Faktory způsobující sesouvání

Podle druhu působení na svah je dělíme na aktivní a pasivní. Aktivní faktory zvyšují napětí ve svahu, pasivní faktory snižují pevnost horniny a tím zvyšují její náchylnost k porušení. Z hlediska časového rozlišujeme permanentně působící faktory a epizodické faktory. Permanentní faktory jsou přirozeného původu, působí pozvolna a většinou pouze přispívají ke zhoršení rovnovážného stavu, samotný vznik sesuvu nezpůsobují. Epizodické neboli krátkodobé faktory jsou jak přirozeného, tak antropogenního (lidská činnost) původu, probíhají rychle a působí jednorázově nebo opakovaně (pravidelně i nepravidelně). Jednotlivými faktory jsou:

- **Změna sklonu svahu** – způsobená podemletím paty svahu erozní činností vody, lidskou činností, případně zemětřesením. Zvýšením sklonu svahu dochází k růstu smykových napětí, která mohou vést ke ztrátě stability a sesutí svahu [1].
- **Zvětšení výšky svahu** – dochází k němu přirozenou cestou vymíláním paty svahu říční erozí, ale i uměle výkopem při patě svahu. Toto obnažení paty svahu má za následek uvolnění bočních napětí ve svahu a vznik puklin rovnoběžných s povrchem svahu. Do těchto puklin pak snáze vniká voda [3].

- **Přetížení násypy** – vytvořením násypu nad hranou svahu dochází k jeho přetížení a tím k zvýšení smykových napětí. U jílovitých hornin dochází k nárůstu pórových tlaků, které nemohou rychle disipovat a tím dochází ke snížení vnitřního tření. Celkový dopad je tím vyšší, čím vyšší je rychlost nanášení zatížení [1].
- **Otřesy a vibrace** – jsou způsobeny zemětřesením, výbuchy silných trhavin a pracovní činností strojů. Prostřednictvím otřesů a vibrací dochází v hornině k dočasným změnám napětí, které mohou narušit rovnováhu svahu. U zvodnělých jemnozrnných písků a senzitivních písčitých jílů může dojít vlivem otřesů a vibrací k přeskupení zrn, které může mít za následek jejich náhlé ztekucení [1].
- **Změny obsahu vody** – voda zatékající do puklin zeminy v obdobích vydatných vodních srážek nebo při jarním tání sněhu vyvolává hydrostatický tlak, který způsobuje zvýšení pórových tlaků a změnu konzistence zeminy. Tím dochází ke snížení soudržnosti a vnitřního tření, jež může způsobit ztrátu stability svahu. Naopak v období sucha dochází k vysychání a smršťování jílovitých zemin a tím k tvorbě trhlin v jejich struktuře. Trhliny ve struktuře pak snižují soudržnost zeminy a snadněji do ní vniká voda [1].
- **Působení podzemní vody** – voda proudící v zemině vytváří tlak na její částice a tím snižuje celkovou stabilitu svahu. Proudící podzemní voda může také rozpouštět a následně vyplavovat tmel fungující jako pojivo a tím snižovat soudržnost a vnitřní tření v zemině. Prouděním vody mohou v zemině vznikat dutiny, které nepříznivě ovlivňují stabilitu svahu [1].
- **Činnost mrazu** – voda v trhlinách při zmrznutí zvětší svůj objem a tím dojde ke zvětšení původních trhlin a vytvoření nových trhlin. Takto rozpukané horniny pak vykazují menší únosnost. Pro jílovité a jílovitopísčité zeminy je typická tvorba ledových vrstviček. Při jejich tání pak rozmrzlá voda zvyšuje vlhkost povrchové vrstvy a ta rozbředá [1].
- **Zvětrávání hornin** – mechanické i chemické snižuje pevnost hornin. Typickou horninou náchylnou k tomuto typu zvětrávání jsou pískovce [1].

- **Změny vegetačního porostu svahu** – kořenový systém rostlin přispívá mechanickým působením ke stabilitě svahu a zároveň odebírá část podzemní vody. Odstraněním rostlin dojde ke změně vodního režimu v povrchových vrstvách [1].

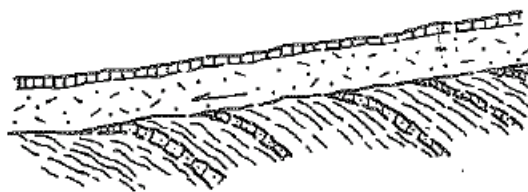
2.2. Typy svahových pohybů

Sesuvy svahů se již v minulosti zabývalo velké množství odborníků. Většina z nich pak navrhla a používala svou vlastní klasifikaci svahových pohybů, což bylo způsobeno velkou rozmanitostí svahových jevů. U nás se svahovými pohyby zabývali Arnold Nemčok, Jaroslav Pašek a Jan Rybář. Na základě rychlosti pohybu sesouvajících hmot rozdělili sesouvání do čtyř základních kategorií: **ploužení, sesouvání, stékání a řícení** [4].

2.2.1. Ploužení

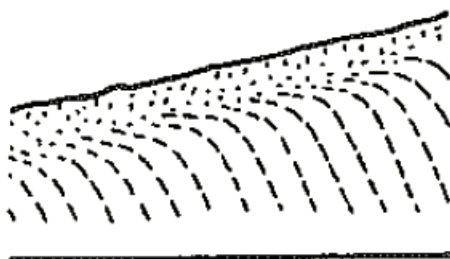
Jedná se o nejpomalejší ze všech typů svahových pohybů a rozdělujeme ho na pomalé povrchové pohyby svahových hlín a sutí, soliflukci, hlubinné plouživé pohyby hornin, gravitační vrásnění, vytlačování měkkých hornin na dně údolí a pomalý pohyb horninových bloků na měkkém podloží [4].

- **Pomalé sesuvné pohyby hlín a sutí** – vznikají převážně působením klimatických činitelů a způsobují ohýbání výchozů vrstev a hákování, které jsou znázorněny na obrázku 1. U hlín dochází vlivem mrazu v zimních měsících k nakypření a nadzdvížení drobných částic. Tyto částice se pak při tání v jarních měsících nevracejí zpět na původní místo, ale působením gravitace jsou posunuty níže po svahu. Zrna kamenných sutí jsou posouvána po svahu dolů na základě jejich teplotního roztahování a smršťování. U jílovitých sutí dochází k sesouvání povrchové vrstvy, jejíž mocnost je určena hloubkou, ve které se ještě projevují teplotní a vlhkostní změny od povětrnostních vlivů. U nás je poměrně časté hákování vrstev na svazích s tence vrstvenými pískovci nebo vápenci. K hákování vrstev došlo například v bývalém lomu v Hustopečích nebo v bývalé cihelně pod Andělkou ve Střešovicích [4].



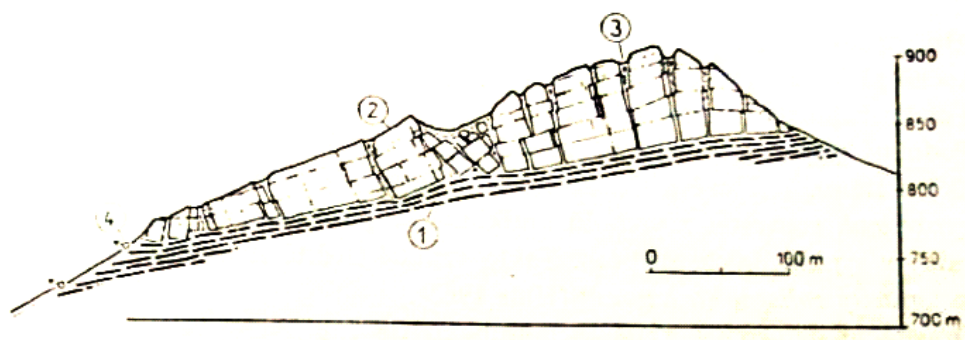
Obrázek 1. Slézání svahových uloženin s hákováním [2].

- **Soliflukce** – jedná se o povrchové porušení svahu, ke kterému dochází při náhlém tání, kdy se rozbředlá vrstva zeminy pohybuje po nerozmrzlém podkladu (obrázek 2) Soliflukce je typickým faktorem pro utváření svahů v periglaciálních subarktických a vysokohorských oblastech. Může se však za nepříznivých podmínek, při prudkém jarním tání, objevit i v našich podmínkách. Soliflukce je dnes patrná na svazích v horských oblastech Norska tvořených rulovou sutí, kde docházelo k pohybu soliflukční vrstvy o tloušťce 50 cm rychlostí 8–30 cm za rok. Podobné soliflukční pohyby byly zaznamenány například v Quebecu v Kanadě [4].



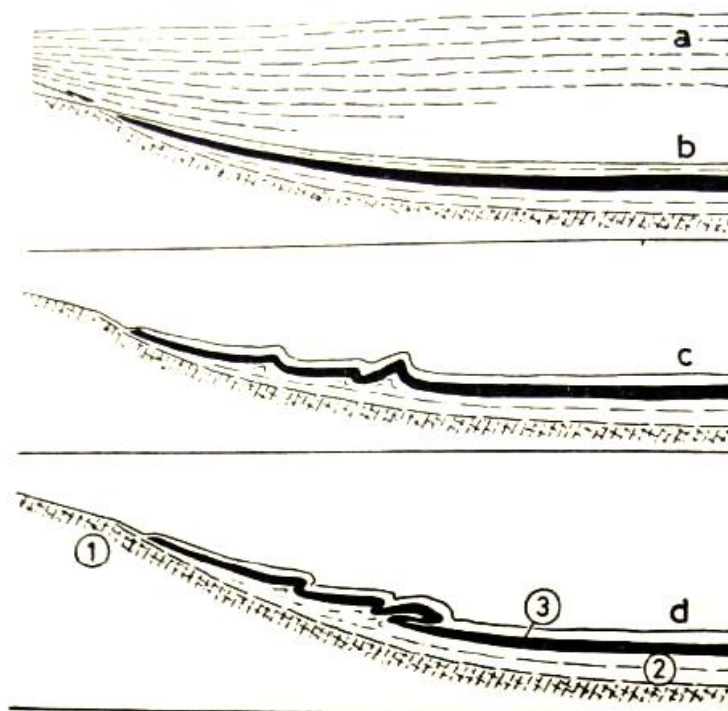
Obrázek 2. Soliflukce [2].

- **Hlubinné plouživé pohyby horských svahů** – dělíme na pomalé hlubinné pohyby hornin po vrstevních plochách a na plasticky přetvářející se horniny podél dílčích ploch dělitelnosti, u kterých se nevytváří průběžná smyková plocha. K hlubinnému rozvolňování a posouvání hornin po vrstevních plochách dochází například u mírně skloněných vrstev postupným rozevíráním puklin a uvolňováním reziduálního napětí v hornině. Rozvolnění godulských subhorizontálně uložených vrstev znázorněné na obrázku 3, bylo pozorováno například v Morávce v Beskydech. V Alpách jsou hluboko zasahující gravitační deformace nazývány Talzuschub, protože způsobují zužování a svírání údolního dna. Tyto hluboké deformace byly pozorovány například ve východním Tyrolsku v oblasti Matri-Glunzerberg [4].



Obrázek 3. Blokové rozezlání pískovců, 1 – godulské vrstvy, převážně pelitické, 2 – pískovce, 3 – otevřené rozsedliny, 4 – prameny [4].

- **Gravitační vrásnění** – jsou většinou velmi pomalé svahové pohyby. Typickým projevem gravitačního vrásnění je shrnování vrstev na strmých okrajích sedimentačních pánví například u uhelných slojí, jak je vidět na obrázku 4. S rostoucí hloubkou se zvyšuje poměrné stlačení a tím roste sklon vrstev, ten pak ještě zvyšují vertikální poklesy spodní stavby během sedimentace. Zvyšováním sklonu vrstev při okraji sedimentačního prostoru dochází k nárůstu tangenciálního napětí při jejich patě. Tento nárůst tangenciálního napětí většinou není dostatečně velký, aby se při větší mocnosti nadloží projevil. Dojde-li však k odlehčení paty svahu, například odtěžením nadloží, sníží se vertikální složka napětí natolik, že se souvrství pomalu shrnuje po svahu dolů. Pokud by při odtěžování došlo k podříznutí nakloněných vrstev, mohlo by dojít i k velmi rychlému sesutí. Šikmé překocené vrásky se vytvořily na západní straně povrchového lomu Merkur u bývalé osady Milžany na Kadaňsku. Ke gravitačnímu shrnutí jílovitých vrstev s uhelnou slojí došlo i přes mírný sklon svahu cca 6° díky vysoké plasticitě hornin [4].



Obrázek 4. Vývoj gravitačního vrásnění, a – uhelná sloj je kryta mocným nadloží, b – nadloží bylo denudováno, c – uhelná sloj se shrnuje k patě svahu, d – na strmějších svazích přechází šikmé vrásy do vrás překocených i ležatých. 1 – spodní stavba, 2 – jílovité a jílovitopísčité horniny, 3 – uhelná sloj [4].

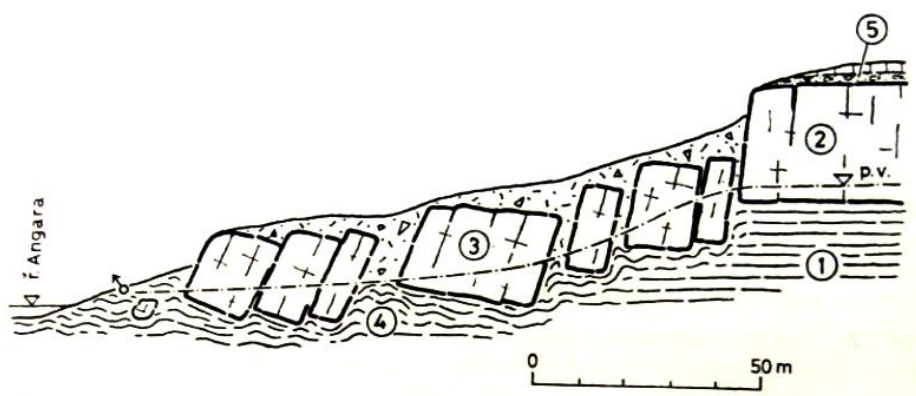
- Vytlačování měkkých hornin na dně údolí** – je v přírodě běžné, ale díky svému pomalému průběhu je zejména na začátku špatně pozorovatelné. Zahrnuje deformace svahů naduřováním měkkých jílu na dně erozních údolí (obrázek 5) nebo zářezů a některé poruchy náspů spojené s neúnosností podloží. Vytlačování měkkých jílových hornin probíhá ve formě mnoha malých dílčích posunů odehrávajících se v mohutné smykové zóně. Jako plastické přetváření se tento pohyb jeví proto, že nedochází ke spojení jednotlivých posunů do jedné velké smykové plochy. Tedy nedojde k náhlému sesuvu prostorově omezené hmoty, ale naopak k pomalé plynulé deformaci, která je měřitelná až po určité době. Nelze však zcela vyloučit, že v pozdější fázi pohybu při určitých podmínkách nedojde ke spojení části dílčích ploch a následnému náhlému sesutí. Vytlačování měkkých hornin na dně údolí bylo velmi dobře patrné u odklízů na železnou rudu v okolí Northamptonu ve střední Anglii. Na dnech poměrně hlubokých údolí zaříznutých

v pevných jurských vápencích a jílovitých břidlicích došlo k vytlačení měkkých liasových jílů [4].



Obrázek 5. Vytlačování měkkých hornin na dně údolí [4].

- Pomalé pohyby horninových bloků na měkkém podloží** – jsou typické pro místa, kde na měkkém podloží tvořeném jílovitými vrstvami leží těžké bloky rozpukané horniny, obdobně jako na obrázku 6. Jednotlivé krajní bloky oddělené od sebe puklinami se vlivem vlastní váhy zabořují do měkkého podloží a roztlačují ho do stran. Touto činností vzniká v okrajových polohách pevné horniny tahové napětí, které vede k tahovým trhlinám v této hornině. Spodní část bloku se posunuje po svahu dolů a horní se naklání proti svahu. Obecně se jedná o pomalé pohyby, ale při nepříznivých podmínkách, zvláště v období vydatných vodních srážek, může dojít k prudkému sesuvu, tzv. blokovému sesuvu. Pomalým blokovým sesuvem byla ohrožována zřícenina Spišského hradu na Slovensku, kde se travertinové bloky pohybovaly po plastickém podloží vlivem gravitace [3, 4].



Obrázek 6. Blokový sesuv po měkkém podloží, 1 – jílovce, 2 – pískovce, 3 – zabořené bloky, 4 – zvětralé a prohnětené jílovce, 5 – terasové štěrky [4].

2.2.2. Sesouvání

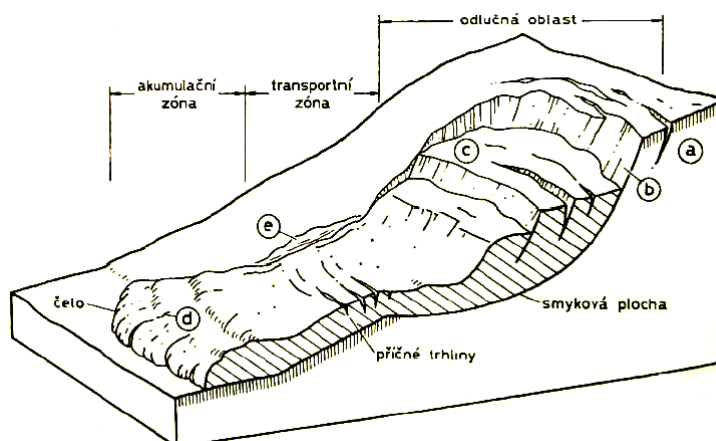
Jedná se o nejčastější svahové poruchy na našem území. Jsou to relativně rychlé sesuvné pohyby hornin po zřetelné smykové ploše nebo po více smykových plochách. Klasifikace, kterou vytvořili naši významní odborníci na svahové pohyby Arnold Nemček, Jan Rybář a Jaroslav Pašek, rozeznává čtyři druhy sesouvání: sesouvání zemin podél rovinných nebo mírně zvlněných smykových ploch, sesouvání pelitických hornin podél zakřivených, zpravidla válcových ploch nebo zón, rotační sesuvy, sesouvání skalních hornin podél rovinných, zpravidla předurčených ploch a sesouvání podél složených smykových ploch [4, 5].

- **Sesouvání zemin podél rovinných nebo mírně zvlněných smykových ploch** – je znázorněno na obrázku 7. Charakteristický je pro tento sesuv poměrně malý hlubinný dosah 2–3 m vzhledem k plošnému rozsahu. Na takto porušených svazích lze poměrně snadno rozpoznat jednotlivá stadia porušení. Na počátku se začínají objevovat otevřené trhliny narušující soudržnost zemin. U jílu jsou tyto trhliny způsobeny jejich vysycháním a dosahují zpravidla hloubky 1–2 m. Následným zaplněním těchto trhin vodou v období vydatných dešťů dochází k vsakování vody jílem a tím k jeho rozbředání a sesouvání po svahu. V pokročilé fázi porušení je na svahu patrné překrývání jednotlivých svahových sesuvů. V zimních měsících voda obsažená v zemině zmrzne a vytvoří krystalky ledu, kterými roztrhá zeminu. Do těchto nově vzniklých prostor vzlíná voda z nižších dosud nezamrzlých vrstev a opět zamrzá. Při jarním tání pak voda rozmrzá a dochází k přesycení zeminy vodou neboli rozbředání, které má opět za následek sesouvání zeminy. K plošnému sesuvu tohoto typu došlo na Chlomeckém hřbetu v Ctiměřicích u Mladé Boleslavi. Sesuvem byla postižena vrstva svahových hlín a povrchové zvětralé polohy písčitých slínů, do kterých zatékala voda vyvěrající z pískovců v nadloží. Sesuv byl iniciován odkopem paty svahu pro stavbu hospodářské budovy [4].



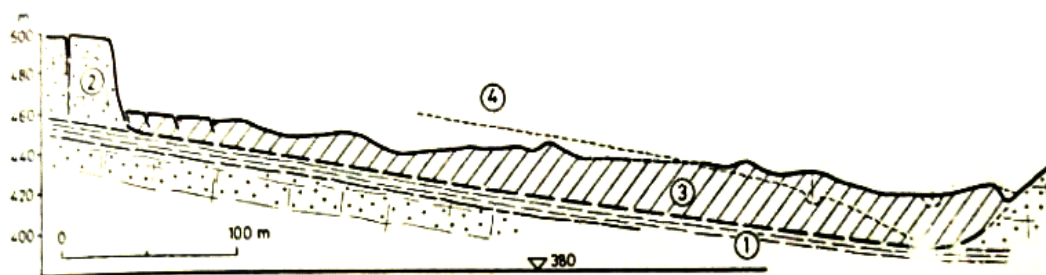
Obrázek 7. Sesouvání zemin podél rovinné smykové plochy [4].

- Sesouvání pelitických hornin podél zakřivených, zpravidla válcových smykových ploch nebo zón, rotační sesuvy** – pro nezpevněné nebo částečně zpevněné pelitické horniny (jíly, slíny, jílovce, jílovité břidlice) je při překročení jejich smykové pevnosti typické vytvoření zakřivené smykové plochy, po které dojde k jejich sesuvu. U stejnorodých jílovitých hornin se tato smyková plocha velmi blíží rotační válcové ploše znázorněné na obrázku 8. Sesuv po zakřivené smykové ploše je charakteristický rotačním pohybem, který při něm hornina vykonává. Při tomto pohybu se povrch sesouvající se horniny naklání proti svahu. Na sesuvu vznikají příčné trhliny zaplňující se při deštích vodou a zhoršující rovnováhu ve svahu. Sesuv se může postupně rozšiřovat prostřednictvím dílčích válcových ploch směrem do svahu, tím vzniká nepravidelné zvlnění povrchu. V Březnu u Postoloprta došlo k sesuvu tohoto typu na svahu z křídových slínů. Stabilitu svahu narušila meandrující řeka působící boční erozí na tento svah [4].



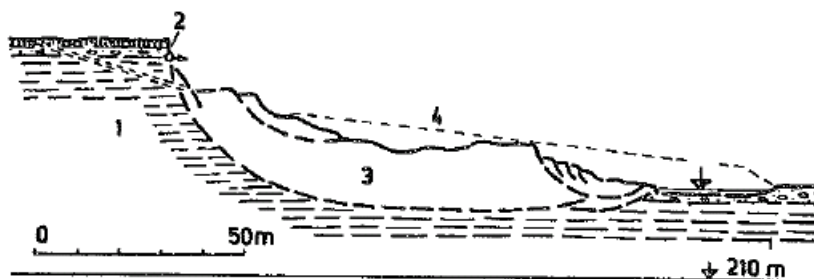
Obrázek 8. Sesuv podél válcové smykové plochy, a – tahové trhliny nad odlučnou oblastí, b – odlučná stěna, c – příčné trhliny, d – radiální trhliny, e – boční valy [4].

- Sesouvání skalních hornin podél rovinných, zpravidla předurčených ploch** – sesouvání probíhá po rovinných plochách, dobře zřetelných na obrázku 9, které jsou tvořeny vrstevními plochami, puklinami, poruchami, ale i geologickými nebo tektonickými rozhraními. Při podkopání nebo podemletí svahu z vrstevnatých hornin brání sesutí po rovných a hladkých vrstevních plochách pouze tření. Tření je tím menší, čím hladší a rovnější jsou vrstevní plochy. Navíc dochází k postupnému snižování tření vlivem povětrnostních vlivů, mrznutím vody a jejím následným táním. Toto sesouvání je typické pro flyšové oblasti. V Italských Alpách došlo k sesutí jurských vápenců po vrstevních plochách do přehradní nádrže Vaiont. Následná vlna vody, která se přelila přes hráz, měla katastrofální následky [4].



Obrázek 9. Skalní sesuv podél vrstevní plochy, 1 – jílovce, 2 – arkózy a pískovce, 3 – sesuté hmoty, 4 – povrch terénu před sesutím [4].

- Sesouvání podél složených smykových ploch** – neboli rotačně-planární sesuvy, zobrazené na obrázku 10, jsou kombinací předchozích variant. Zpravidla se vyskytují v subhorizontálně uložených souvrstvích pelitických a písčitých sedimentů. Odlučná oblast bývá většinou vymezena rotační plochou, na kterou navazuje předurčená vrstevní nebo tektonická plocha. Velké sesuvy tohoto typu se udály u Folkestonu na jižním pobřeží Anglie, kde na strmém břehu vystupují souvrství svrchní křídý, která leží na gaultských jílech. Sesuvy byly podmíněny mořskou erozí a stabilitu svahu snižoval hydrostatický tlak vody v puklinách a trhlinách křídového souvrství. Jíly v blízkosti smykové plochy měly velmi malou pevnost, která byla způsobena provlhčováním prosakující vodou z glaukonických hornin [4].

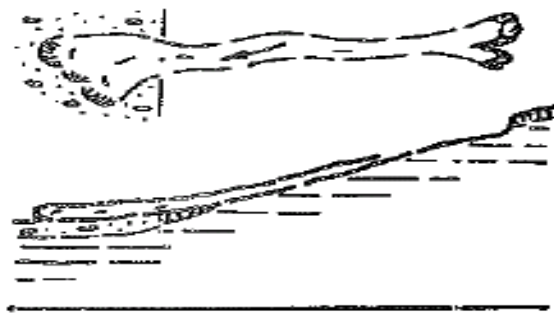


Obrázek 10. Rotačně-planární sesuv, 1 – jílovce, 2 – teraové štěrky, 3 – sesuv, 4 – původní terén [2].

2.2.3. Stékání

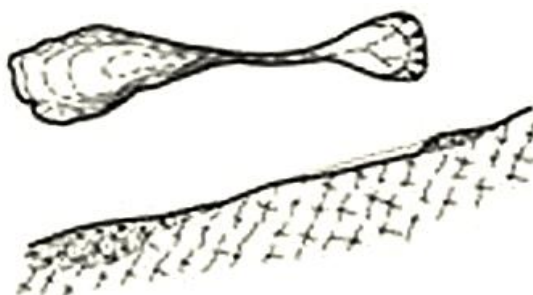
Je svahový pohyb charakteristický svou velkou rychlostí. Sesouvající se hmota obsahuje tak velké množství vody, že vnitřní tření v ní je prakticky nulové, pohyb má tedy charakter tečení. Hmota stéká v předurčených drahách (erozní strže, údolí) ve formě proudu po svahu dolů a hromadí se při jeho úpatí. Rozlišujeme zemní proudy a proudové sesuvy, přívalové suťové a bahnité proudy (mury), svahové proudy vznikající vyplavováním písku, sesuvy senzitivních jíílů, subakvatické skluzu [4].

- **Zemní proudy a proudové sesuvy** – jsou typické bočníkovitou akumulací oblastí v úpatí svahu, která se vytvoří ztékáním úzkého proudu rozbředlých svahových sutí a zvětralin, uvolněných ze zpravidla rozsáhlé odlučné oblasti v horní části svahu, jak je patrné z obrázku 11. Ztékající proud bývá omezen erozní brázdou potoka nebo starší rýhou. Zemní proudy mohou vzniknout ze sesuvů podél zakřivených smykových ploch, které v okamžiku vzniku nemají dostatečné množství vody, aby dosáhly rychlosti zemních proudů. Potřebnou vodu pro dostatečné ztekucení a tím zvýšení rychlosti ztékání získají až v nižší části svahu. Tento přechodný typ se označuje jako proudový sesuv. K typickému proudovému sesuvu došlo v Dubové na západním Slovensku. Horský svah je zde tvořen paleogenními slíinitými břidlicemi a glaukonickými pískovci ve flyšovém vývoji. Rychlé zvětrávání břidlic vytvořilo na povrchu svahu vrstvu z jílovitopísčité suti, která je náchylná k sesouvání. Při intenzivním tání sněhu spojeném s vydatným deštěm došlo k rozmočení jílovitopísčité suti a následnému proudovému sesuvu [4].



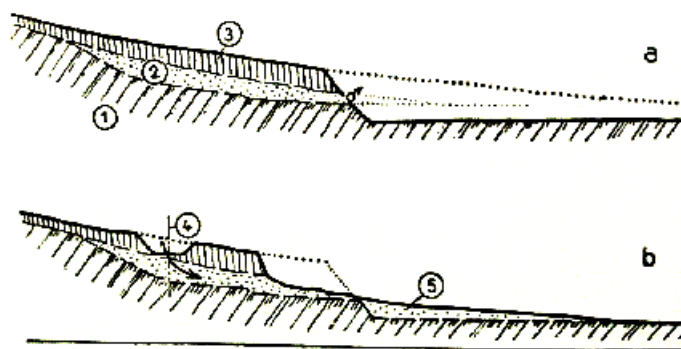
Obrázek 11. Zemní proud [2]

- **Přívalové suťové proudy, mury** – vznikají při náhlých přívalech vody v sypkých nesoudržných zeminách, do kterých tato voda snadno proniká. Suťový materiál je následně nesen vodou v suspenzi (obrázek 12). V horských oblastech se pro suťové proudy používá alpský termín mury, které mají v těchto oblastech katastrofální následky. Suťové proudy vznikají zpravidla v exponovaných místech, kde se na povrchu nalézají úlomky hornin. Ty jsou vodou z přívalových dešťů strženy do údolí. Přívalové proudy obsahují pevné částice různých velikostí od drobné hlinito-písčité suti až po velké balvany. Poměr pevných částic a vody je zhruba 1:1. V roce 1985 došlo 26. července k proudovému sesuvu v lokalitě Jizukiyama v Japonsku při kterém zahynulo 25 osob a bylo zničeno 50 obytných domů. Proudový sesuv vznikl ve velmi málo rozrušených ryolitových tufech, které vykazovaly již dříve známky malých pohybů, ale až vydatné deště způsobily sesuv proudového charakteru [3, 4].



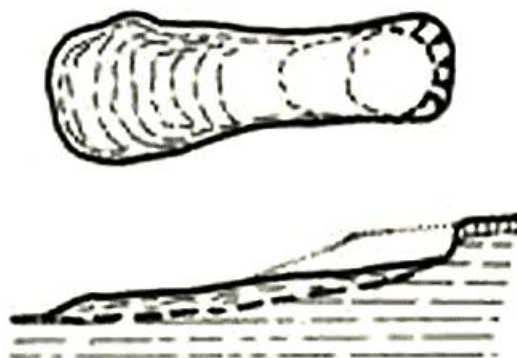
Obrázek 12. Přívalové suťové proudy, mury [3].

- **Sesuvy vzniklé vyplavováním písku** – zařazujeme sem svahové pohyby vzniklé vyplavováním písku nebo ztekucením písku. Vyplavováním písku ze svahu dochází ke snižování smykového tření na smykové ploše. Ztekucením písku jsou přirozené svahy ohroženy jen v případě náhlého zavodnění písčité vrstvy z výše položeného zdroje. V Praze Libni byl po rozšiřovacích pracích na místním nádraží vytvořen mírný svah tvořený ordovickými břidlicemi, na nichž se zachoval zbytek písčité terasy, dobře patrné na obrázku 13. Na povrchu svahu byla téměř nepropustná vrstva jílovitohlinité svahové suti. Tento svah byl stabilní do doby, než došlo k vytvoření zářezu pro pozemní komunikaci, přes který do svahu pronikla srážková voda a způsobila vyplavení písčité vrstvy a následné sesutí svahu [4].



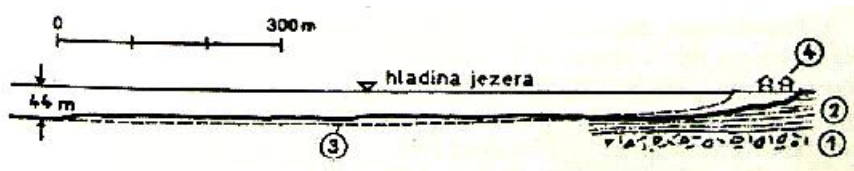
Obrázek 13. Porušení svahu vyplavením písku, 1 – ordovické břidlice, 2 – jemné písky, 3 – svahové hlíny, 4 – výkop pro novou silnici [4].

- **Sesuvy senzitivních jílu** – patří mezi velmi rychlé sesuvné pohyby. Senzitivní jíly jsou mořského původu a jejich charakteristickou a velmi nebezpečnou vlastností je, že s rostoucím časem klesá jejich pevnost kvůli snižujícímu se obsahu soli ve vodě v pórech zeminy. Tímto snížením obsahu soli dojde ke snížení vazeb mezi částicemi. Odkrytím poloh se senzitivními jíly dochází k jejich náhlému odtečení. Severně od Trondheimu došlo erozní činností potoka k malému břehovému sesuvu, který odkryl polohy senzitivních jílu, ty velmi rychle odtekly a zaplnily erozní brázdu o hloubce 10 m a délce 2,8 km. Příklad sesuvu senzitivního jílu je uveden na obrázku 14 [4].



Obrázek 14. Sesuvy senzitivních jíílů [3].

- Subakvatické skluzy** – probíhají pod hladinou vody prostřednictvím sesouvání a odtékání nezpevněných sedimentů (obrázek 15). Nejčastěji se jedná o jílovité, siltovité nebo vápnité kaly. Jedním z největších podmořských skluzů je skluz zjištěný seizmickým profilováním v Bengálském zálivu na pobřeží Burmy při ústí řeky Basein. Vznikl dlouho po sedimentaci působením tektonických procesů nebo zemětřesení [4].



Obrázek 15. Subakvatický skluz [4].

2.2.4. Řícení

Za řícení se označují velmi rychlé pohyby horninových hmot, které se uvolní na strmých skalních stěnách, při jejichž pohybu převládá volný pád a nejsou zde typické smykové plochy obdobně jako na obrázku 16. Těmto rychlým pohybům může před ztrátou kontaktu hmoty s podložím předcházet plouživý pohyb. Uvolněné horninové hmoty mohou být různých rozměrů, od jednotlivých kamenů až po celé skalní komplexy. K častému skalnímu řícení dochází v obci Hřensko v okrese Děčín. Například v roce 2010 byli pracovníci České geologické služby přivoláni k starému pískovcovému lomu. Na místě bylo zjištěno, že části třicetimetřové skalní stěny narušené vrty po dřívější těžbě pomocí trhaviny hrozí

bezprostřední zřícení. Z tohoto důvodu byla okamžitě uzavřena silnice 1/62 vedoucí v těsné blízkosti do doby po provedení sanačních opatření [4, 6].



Obrázek 16. Skalní řízení [3].

2.3. Sanace svahů

K sanaci svahů se přistupuje zejména proto, že svahové pohyby způsobují velké ekonomické ztráty a ohrožují lidské životy. Základem pro úspěšný návrh sanačních opatření svahu je provedení podrobných průzkumných prací. Cílem těchto prací by mělo být zjištění hlavních příčin sesuvu a alespoň přibližné stanovení průběhu smykové plochy. Velmi důležité je, aby započaté sanační práce byly dokončeny, přerušení sanačních prací v jejich průběhu může mít horší následky, než kdyby tyto práce vůbec nebyly realizovány. Po ukončení prací je zcela zásadní následná údržba provedených sanačních opatření. Neméně důležitým faktorem je otázka, jedná-li se o opatření proti prvotnímu sesuvu, o sanaci starého sesuvu případně sanaci pomalu probíhajícího sesuvu [4].

Sanační opatření lze podle principu jejich působení na stabilitu svahu rozdělit na opatření přispívající ke snížení aktivních sil a opatření přispívající k zvýšení pasivních sil [7].

Snížení aktivních sil: snížení hladiny podzemní vody, úprava sklonů svahu, zamezení tvorby tahových trhlin a zasypávání již vytvořených [7].

Zvýšení pasivních sil: zvýšení pevnosti, zatěžovací násep, opěrné konstrukce a vegetace [7].

2.3.1. Opatření přispívající ke snížení aktivních sil

Snížení hladiny podzemní vody: přináší snížení pórových tlaků v zemině a zvýšení mobilizovaného smykového odporu. Zajišťuje se pomocí povrchového a hloubkového odvodnění [8].

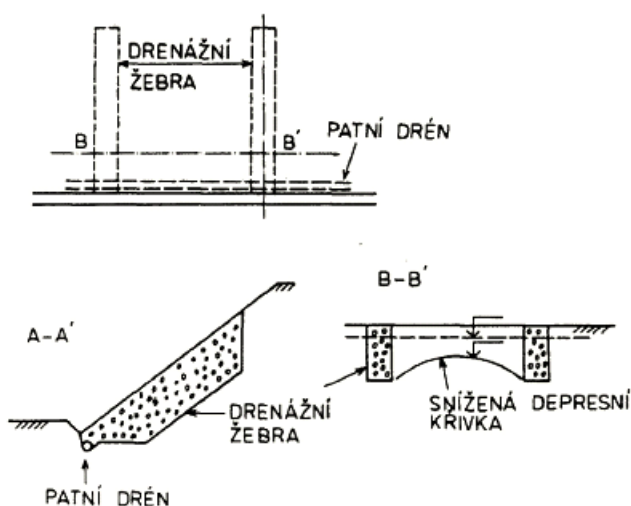
Povrchové odvodnění zajistí odvedení veškeré povrchové vody, trvalé (potoky) i dočasné vodoteče, mimo sesuvné území. Zabrání se tak dalšímu sycení svahu vodou. Zvláště nebezpečné jsou povrchové přítoky vody ve svazích, kde už se vytvořily tahové trhliny. Tyto trhliny se zaplňují vodou a zatěžují svah hydrostatickým tlakem. Jejich rychlé utěsnění a odvedení vody mimo postiženou oblast je nejlepším řešením. Odvedení povrchové vody se provádí pomocí potrubí a po částečném uklidnění sesuvů lze odvod povrchové vody realizovat pomocí otevřených příkopů [4].

K hloubkovému odvodnění se používají drenážní žebra, horizontální odvodňovací vrtý nebo drenážní štoly. Drenážní žebra (obrázek 17) jsou rýhy vybudované kolmo na svah vyplněné štěrkem nebo štěrkopískem, který jednak odvádí vodu ze svahu dolů do patního drénu, jednak zvyšuje smykovou pevnost v místě potenciální smykové plochy. Častým opatřením na snížení hladiny podzemní vody je realizace horizontálních odvodňovacích vrtů. Provádějí se v mírném sklonu směrem k patě svahu s děrovanou výpažnicí. Při správné funkci dojde ke snížení depresivní křivky a tím ke snížení pórového tlaku. U velkých sesuvů se používají odvodňovací štoly. Jejich účinnost lze zvýšit kombinováním s odvodňovacími vrtů. Výhodou odvodňovacích štol je, že umožňují dobrý geologický a hydrogeologický průzkum svahu [8].

V případě, že se na ohroženém svahu nacházejí studny, lze jejich čerpáním také snížit hladinu podzemní vody [4].

Povrchové i hloubkové odvodnění je základní sanační opatření, které se aplikuje u většiny sanací svahových pohybů [4].

Sanace svahu pomocí drenážních žebor a otevřených drénů byla provedena na sesuvu Bobrky v okrese Vsetín [9].



Obrázek 17. Drenážní žebra [8].

Úprava sklonu svahu: obecně se zvýší stabilita svahu v případě, kdy redukuje objem zemního tělesa ve vyšších aktivních polohách svahu, tedy snižujeme aktivní síly způsobující

nestabilitu. Je tedy zřejmé, že pouhým zmírněním sklonu svahu je možné dosáhnout dostatečného snížení aktivních sil a tím dostatečné stability svahu, aby nedošlo k sesuvu. Hlavní nevýhodou této varianty sanace je nutnost dostatečného prostoru pro její realizaci, jak je patrné z obrázku 18. Pokud je to možné, nabízí se i varianta odtěžení zeminy v horní části svahu. Tím dojde ke snížení průměrného sklonu svahu a k celkovému odlehčení neboli snížení aktivních sil [8].

Odtěžením sesuvu, úpravou sklonu svahu, vyrovnaním a utěsněním odtrhů, zhotovením povrchového příkopu a podpovrchových drenáží pro odvod vody byla realizována sanace sesuvu svahu na hřišti Vrchovina, ke kterému došlo při povodních v roce 2013 [10].



Obrázek 18. Úprava sklonu svahu [8].

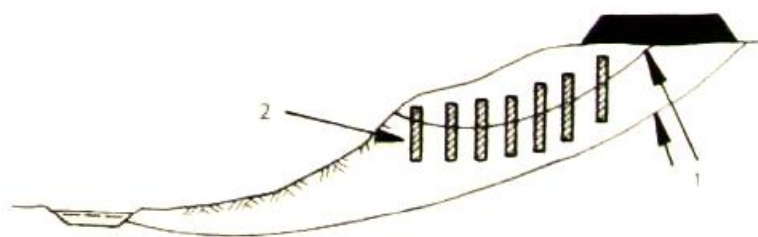
Eliminace tahových trhlin: tahové trhliny, jak již bylo zmíněno výše v této kapitole a v kapitole 2.2. Typy svahových pohybů, jsou častým jevem při svahových sesuvech. Povrchová voda zatékající do těchto trhlin negativně ovlivňuje stabilitu svahu. Proto je nutné tahové trhliny zasypávat a vzniku nových trhlin bránit ostatními sanačními opatřeními [4].

2.3.2. Opatření přispívající ke zvýšení pasivních sil

Zvýšení pevnosti: pro zvýšení pevnosti zemin a hornin se používají sanační metody, které zvýší smykovou pevnost a tím dochází k nárůstu pasivních sil. Nejčastějším způsobem sanace tohoto druhu je injektování. Injektáž se provádí v prostoru předpokládané smykové plochy injektováním směsi, která je pod tlakem vháněna do puklin v hornině. Složení směsi je většinou cement s vodou v poměru 2:1. Méně časté jsou potom metody, které mají spíše dočasný účinek. Jedná se zejména o tepelné zpevňování zemin spalováním nafty nebo plynu v zapážených vrtech, rozrušení již vzniklých kluzných ploch odpalem trhavin ve vrtu a elektrochemické zpevňování. U měkkých jílu jsou pro rychlejší konsolidaci zhotovovány vápenné piloty, procházející potenciálními smykovými plochami stejně jako na obrázku 19. Rozmísťují se do oslabených zón, kde zvyšují stabilitu svahu a zamezují vzniku souvislých

smykových ploch. Při jejich realizaci je do vrtu pod tlakem vháněno nehasené práškové vápno prostřednictvím dutého soutyčí. Ve zvlášť nepříznivých podmínkách je možné použití zmrazovacích trubek. Dosah těchto trubek s chladicí látkou nebývá větší než 10 m [3].

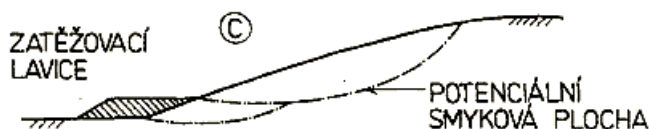
Injektování bylo u nás poprvé použito k sanaci svahu v roce 1961 v železniční stanici Karlovy Vary, kde došlo k sesuvu třetihorních jíílů a tufitických jíílů po karlovarské žule, která byla na povrchu kaolinicky zvětralá. Smyková plocha se nacházela 3–8 m pod povrchem. Pro sanaci bylo zhotoveno 9 řad vrtů, od sebe vzdálených 5 m. Injektovalo se provzdušněnou cementovou suspenzí a maltou. Následně byla zainjektovaná zóna odvodněna odvodňovacími vrty [4].



Obrázek 19. Zvýšení stability svahu vápennými pilotami, 1 – potenciální kluzné plochy, 2 – vápenné piloty [11].

Zatěžovací násep: z řešení stability svahu pomocí proužkové metody vyplývá, že nejméně stabilní jsou proužky u hrany svahu. Tedy je třeba je více podepřít proužky ležícími pod nimi, blíže k patě svahu. Zhotovením přitěžovacího náspu v patě svahu, tak jako na obrázku 20, zvýšíme stabilitu níže položených proužků a tím i celého svahu. Zatěžovací násep zhotovený v patě svahu je vhodný například v případech, kdy jsou v patě svahu horniny s větším smykovým odporem. Pro horniny s malým smykovým odporem, měkké jíly nebo hlíny, je toto řešení méně vhodné, protože vyžaduje značně velký násep a zároveň je nutné ho doplnit odvodňovacím zařízením. Problémem u zatěžovacího náspu je požadavek na dostatečný prostor, který nemusí být vždy splněn, jak tomu bývá u svahů v blízkosti silničních komunikací. S ohledem na vyrovnanost přesunu hmot je velmi vhodná jeho kombinace s odtěžováním materiálu v horní části svahu [8].

Princip přítěžovacího násypu byl použit pro stabilizaci sesuvu křídových písčitých slínovců ve Štramberku. Přítěžovací násyp zde zároveň sloužil jako cesta do nedalekého lomu. Při stavbě dálnice D8 byla použita sanace pomocí přítěžovací lavice z lomového kamene na úseku 85,930–86,130 km, kde došlo k porušení vyztuženého násypu při pravé patě silničního tělesa při dokončování hloubení příkopu. V koruně násypu se vytvořily tahové trhliny o šířce až 20 cm, horní hrana poklesla o cca 0,4 m a u dna vyhloubeného příkopu došlo k vytlačení zeminy. Provedený geologický průzkum zjistil, že v podloží násypu se nalézaly vysoce plastické jíly třídy F8/CV které způsobily tento sesuv. Kromě zhotovení přítěžovací lavice došlo k odtěžení porušené části násypu a jejímu nahrazení provápněnou jílovitou zeminou [12].

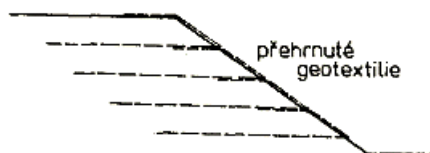


Obrázek 20. Zatěžovací násyp [8].

Opěrné konstrukce: jsou tuhé konstrukce, které zpravidla podepírají svah. Patří sem však i konstrukce, které nejsou tak masivní a jejich hlavní funkce je odlišná. Takovou konstrukcí je například opadová stěna. Její hlavní funkcí je zachycování padajících úlomků hornin. Vedlejším stabilizačním faktorem je pak přítěžovací funkce paty svahu. Pro správné fungování je nutné pravidelné čištění akumulčního prostoru za odpadovou stěnou. Galerie je konstrukce budovaná především u dopravních liniových staveb a potrubního vedení na exponovaných svazích horského terénu. Částečně podepírá svah a zároveň překrývá komunikaci a tím ji chrání před padajícími úlomky hornin. K metodám zpevňujícím povrch svahu patří položení pletiva na povrch svahu nebo hloubkové spárování. Pletivo se upevňuje pomocí krátkých kotev přímo do horniny a má za úkol zabránit vypadávání úlomků z horniny. Tato metoda je vhodná v oblastech se suchým a teplým podnebím, kde zvětrávání skalních stěn vlivem mrazu a srážek není tak intenzivní. Hloubkové spárování se používá v případech, kdy je povrch horniny ve svahu rozpukán a do puklin, poruch a diskontinuit by vnikala voda. Zmrznutím vody by pak docházelo k dalšímu rozrušování horniny. U hornin náchylných ke zvětrávání se často používají cementové omítky. Pro správnou funkci cementových omítek i hloubkového spárování je důležité dokonalé očištění povrchu horniny. V poslední době jsou

předchozí metody na zpevnění povrchu svahu stále častěji nahrazovány geotextiliemi na bázi syntetických vláken. Princip vyztužení svahu náspu geotextiliemi je zobrazen na obrázku 21. Jejich nespornou výhodou jsou dobré pevnostní a deformační vlastnosti. Použití metod zpevňujících povrch svahu má však jednu velkou nevýhodu a tou je požadavek upravení svahu do stabilního sklonu. To však v některých případech nemusí být proveditelné, jako například u svahů v těsné blízkosti silničních komunikací a podobně. V takových případech se proto používaly masivní opěrné nebo zárubní zdi, které jsou dnes stále častěji nahrazovány tenkostěnnými zdmi, založenými na pilotách nebo zakotvenými přímo do horninového masivu. Kotvení se provádí pomocí prutových nebo lanových kotev. Nelze-li z nějakého důvodu betonovat stěnu přímo na stavbě, použijí se prefabrikované kotvené stěny. Tyto stěny se montují z jednotlivých prefabrikovaných dílců, které se ukládají s odskokem. Ten se po dokončení montáže zaplní zeminou a osadí vegetací. Důležitou podmínkou pro správnou funkci betonových zdí je odvodnění rubu, aby se voda neakumulovala za zdí a nepůsobila na ni hydrostatickým tlakem. V dnešní době jsou, pro svou vysokou odolnost v tahu i tlaku, stále více používané gabionové stěny. Jedná se o stěny tvořené drátěnými koši vyskládanými kamenivem. Další výhodou těchto stěn je bezesporu to, jak splývají s okolní krajinou a nepůsobí rušivým dojmem, jako například stěny betonové [3, 8].

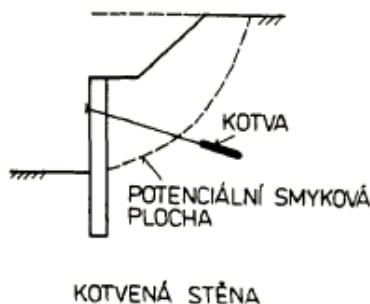
V obci Louka došlo k sesuvu svahu koryta starého mlýnského náhonu a porušení komunikace vedené nad tímto svahem. Sanace svahu byla provedena pomocí gabionové stěny a následně byla opravena i komunikace nad svahem [13]. Sanace svahu kotvenou železobetonovou opěrnou zdí založenou na mikropilotách byla provedena na silnici I/27 v Březi u Čachrova [14].



Obrázek 21. Ochrana svahu před erozí pomocí geotextilie [8].

Pilotové a podzemní stěny: používají se při výstavbě komunikací nebo při budování hlubokých stavebních jam. Jejich velká výhoda plyne z možnosti realizace ještě před zásahem do tělesa sesuvu. Pilotové stěny se nejčastěji zhotovují jako vrtané. Do vrtů se následně vkládá armování a vrt se vyplní betonovou směsí. Důležité je dokonalé odvodnění pilotové stěny. Pro mělké sesuvy, kde se hloubka smykové plochy nalézá maximálně 3–4 m pod povrchem, se používají mikropiloty. Ocelová trubka tvořící výztuž mikropiloty se vloží do vrtu a následně se kořen mikropiloty zainjektuje cementovým mlékem. Podzemní stěny (obrázek 22) se nejčastěji používají při výstavbě hlubokých stavebních jam. Nejdříve se zhotoví podzemní stěny. Následně je odtěžována zemina a současně se provádí kotvení stěny v předepsaných kotevních úrovních. Kvalitním ukotvením podzemní stěny zamezíme deformaci masivu při výkopu [3].

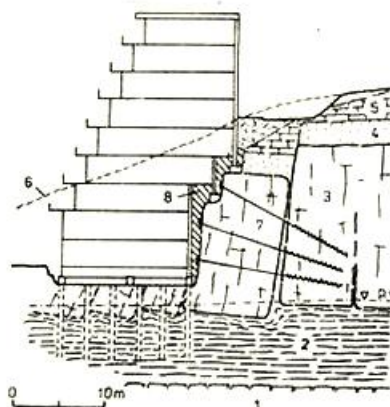
Pilotové podzemní stěny byly použity k sanaci sesuvu svahů Rabenov. Svahy dlouhodobě vykazovaly značné poruchy stability směrem k plánované rekreační oblasti. Bylo zhotoveno devět pilotových stěn v hlavách sepnutých mohutnými železobetonovými úhlovými stěnami, kotvenými pramencovými trvalými kotvami [15]. Vrtané piloty vyztužené vodorovným železobetonovým trámem byly použity pro sanaci sesuvu svahu na silnici I/57 v Senici, ke kterému došlo vlivem zvýšeného průtoku v korytě. Břeh koryta byl navíc opevněn lomovým kamenem loženým do betonu [16].



Obrázek 22. Kotvená stěna [8].

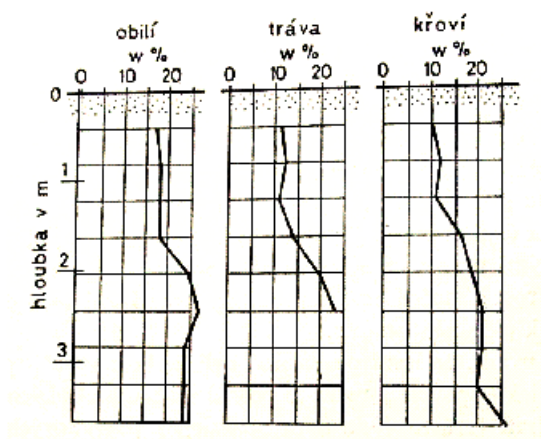
Kotvení skalních stěn: toto řešení je možné v případě, že plochy diskontinuit probíhají přibližně rovnoběžně s hranou svahu. V takovém případě jsou kotvy hlavním nosným prvkem a je tedy nutné brát v úvahu jejich dostatečnou kotevní délku a odpovídající předpínací sílu. Příklad kotvení skalní stěny je uveden na obrázku 23 [3].

Hlavním sanačním opatřením při sanaci skal v údolí řeky Dyje ve Znojmě bylo použití svorníků a kotev, kterými byly zajištěny rizikové skalní bloky. Tato opatření pak byla doplněna o ochranné kamenné zídky, podbetonování přvislých částí stěn a odstranění uvolněných skalních bloků včetně sutí [17].



Obrázek 23. Kotvení skalní stěny, 1 – podloží, 2 – jílovce, 3,4 – pískovce, 5 – slíny, 6 – původní terén, 7 – kotvy, 8 – výplňový beton [3].

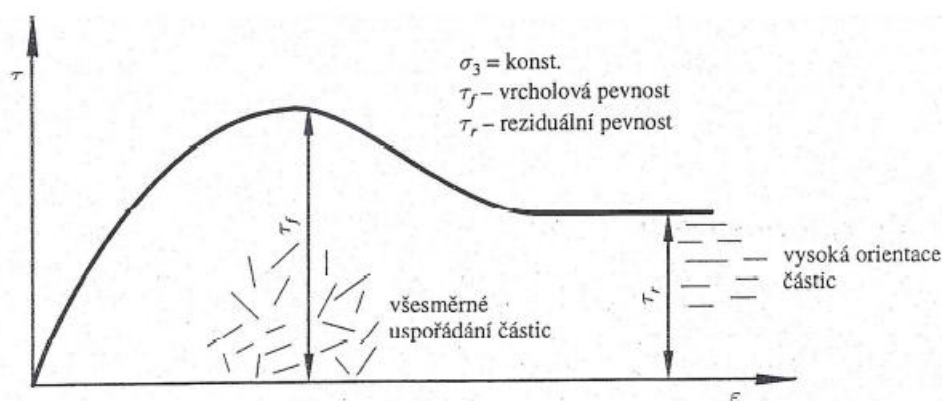
Vegetace: kořenový systém přispívá k mechanickému zpevnění povrchových vrstev a zároveň odebírá vodu ze svahu, jak je patrné z obrázku 24. Samotné vzrostlé rostliny pak chrání povrch svahu před erozí [4].



Obrázek 24. Snížení vlhkosti v jílovitých půdách působením vegetace [4].

2.4. Řešení stability svahu

Pro bezpečné řešení stability svahu potřebujeme znát geologický profil posuzovaného svahu. Z něj lze odhadnout přibližný geometrický tvar smykové plochy. Rovinné smykové plochy jsou typické pro sypké zeminy, zakřivené smykové plochy s nejmenší křivostí u paty svahu a největší u koruny svahu vznikají u soudržných zemin, rotační smykové plochy se objevují u homogenních soudržných zemin. Dále musíme znát rozdělení napětí na smykových plochách, které zjistíme výpočtem. A musíme znát také smykovou pevnost na smykových plochách. Pro výpočet krátkodobé stability násypu je vhodné vycházet při výpočtu smykové pevnosti z totálních parametrů soudržnosti c_u a úhlu vnitřního tření φ_u , naopak pro stabilitu zářezu vycházíme z efektivních parametrů soudržnosti c_{ef} a úhlu vnitřního tření φ_{ef} . U zemin rozlišujeme smykovou pevnost vrcholovou a reziduální, znázorněné na obrázku 25. Vrcholovou smykovou pevnost τ_f lze určit ze vzorce: $\tau_f = \sigma_f * tg\varphi + c$, kde σ_f je normálové napětí působící kolmo na smykovou plochu porušení, φ je úhel vnitřního tření pro vrcholovou smykovou pevnost a c soudržnost (koheze) zeminy pro vrcholovou smykovou pevnost. Stav, kdy jsou smyková napětí v zemině $\tau < \tau_f$ lze považovat za bezpečný. K porušení zeminy dochází až při stavu napjatosti, kdy se $\tau = \tau_f$. Obvykle pak dochází ke snižování odporu zeminy na tzv. zbytkovou pevnost τ_r určenou reziduálním úhlem vnitřního tření a reziduální soudržností [18].

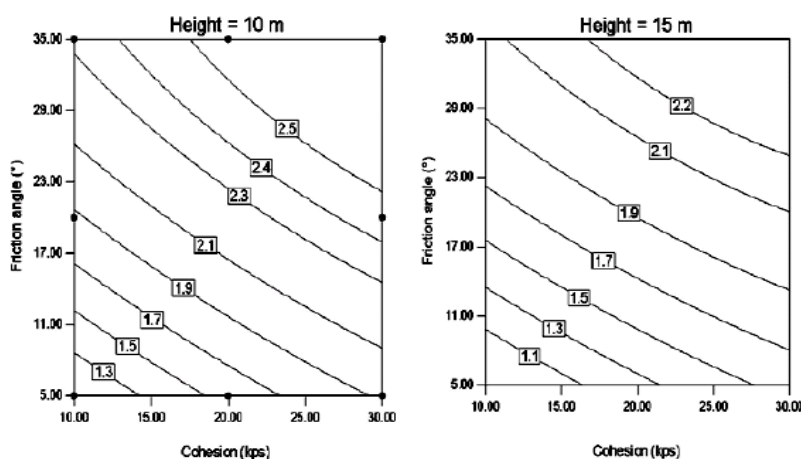


Obrázek 25. Přetvárný diagram pro $\sigma_3 = \text{konstantě}$ [18]

Stabilitu svahu lze stanovit výpočtem těmito způsoby: metoda využívající k posouzení stability svahu nomogramy, metoda mezní rovnováhy a metoda řešení napjatosti a deformace zemního tělesa [18].

2.4.1. Nomogramy

Jsou speciální grafy, které vycházejí ze zkušeností a výpočetních metod, například metod mezní rovnováhy. Jejich použitím tedy získáváme velmi podobné výsledky, jako u metod výpočetních, ze kterých vycházejí. Hlavním důvodem používání nomogramů bylo zjednodušení výpočtů v době, kdy nebylo možné použití výpočetních programů. Příklady nomogramů jsou uvedeny na obrázku 26 [4].



Obrázek 26. Příklad nomogramů pro výpočet stupně stability homogenního zemního tělesa přehrady pro dlouhodobou stabilitu [19].

2.4.2. Metoda mezní rovnováhy

Řeší stabilitu svahu na základě rovnováhy sil podél zvolené smykové plochy. Posouzení se provede na základě vypočteného stupně stability F [20].

Stupeň stability udává poměr mezi pasivními silami (bránícími sesuvu) a aktivními silami (podněcujícími sesuv). Lze jej vyjádřit vzorcem: $F = \frac{\tau_{max}}{s}$

kde: τ_{max} je maximální smyková pevnost, s je mobilizovaná smyková pevnost [8].

Pokud si ze vzorce pro stupeň stability F vyjádříme mobilizovanou smykovou pevnost zjistíme, že mezní rovnováhy na smykové ploše je dosaženo, pokud smykovou pevnost redukuje stupeň stability, tedy: $s = \frac{\tau_{max}}{F}$

Mobilizovanou smykovou pevnost lze vyjádřit v totálních i efektivních parametrech zeminy. V totálních parametrech zeminy:

$$s = \frac{\tau_{max}}{F} = \frac{c_u}{F} + \sigma * \frac{tg \varphi_u}{F}$$

kde: c_u je totální soudržnost, φ_u je totální úhel vnitřního tření a σ je normálové napětí.

V efektivních parametrech zeminy:

$$s = \frac{\tau_{max}}{F} = \frac{c_{ef}}{F} + (\sigma - u) * \frac{tg \varphi_{ef}}{F}$$

kde: c_{ef} je efektivní soudržnost, φ_{ef} je efektivní úhel vnitřního tření, σ je normálové napětí a u je pórový tlak vody [8].

Parametry zemin c a φ jsou pro účely výpočtu získány z laboratorních zkoušek. Dnes již neplatná norma ČSN 73 1001 umožňovala použít směrné normové charakteristiky zemin [11].

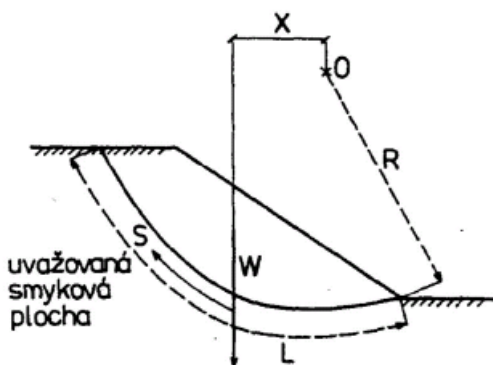
2.4.2.1. Kruhové smykové plochy

Typicky se tvoří na homogenních svazích. Posuzuje se náchylnost kruhové výseče zeminy dané tíhy k ujetí po této smykové ploše. Pro zjednodušení se problém převádí na 2D úlohu tak, že se řeší svah v šířce 1 m. Z obrázku 27 lze na základě momentové podmínky ke středu O stanovit aktivní a pasivní síly [8].

Aktivní síly: $W * x$, kde W je tíha kruhové výseče a x je rameno ke středu kruhové výseče.

Pasivní síly: $R * S$, pro $S = s * L$, kde R je poloměr kruhové smykové plochy, L je délka smykové plochy a s je mobilizovaná smyková pevnost, kterou lze vyjádřit jako:

$$s = \frac{\tau_{max}}{F} = \frac{c_{ef}}{F} + (\sigma - u) * \frac{tg \varphi_{ef}}{F}$$



Obrázek 27. Kruhová smyková plocha [8].

kde: c_{ef} je efektivní soudržnost, φ_{ef} je efektivní úhel vnitřního tření, σ je normálové napětí a u je pórový tlak vody [8].

Mezní stav rovnováhy tedy nastane pro určitý stupeň stability, při kterém se moment aktivních sil bude rovnat momentu pasivních sil. Problematické vyjadřování hodnoty $(\sigma - u)$ po délce smykové plochy se vyřeší rozdělením kruhové výseče na proužky. Následně je při výpočtu vliv sousedních proužků uvažován nebo zanedbán [8].

Nejčastěji používané metody založené na tomto principu jsou Pettersonova metoda a Bishopova metoda.

Pettersonova metoda: vychází pouze z momentové podmínky. Vliv sousedních proužků je zanedbán. Momentová podmínka pro celou kruhovou výseč, zobrazenou na obrázku 28, ke středu O je:

$$\sum W * x = \sum S * R = \sum s * l * R$$

kde **W** je tíha kruhové výseče, **x** je rameno ke středu kruhové výseče, **R** je poloměr kruhové smykové plochy, **l** je délka smykové plochy a **s** je mobilizovaná smyková pevnost [8].

Pro řešení v efektivních napětích a ze znalosti pórového tlaku **u** platí:

$$s * l = \frac{\tau_{max} * l}{F} = \frac{c_{ef} * l + (\sigma * l - u * l) * tg\varphi_{ef}}{F}$$

protože $N = \sigma * l$ a zároveň $x = R * \sin\alpha$, získáme po dosazení:

$$F = \frac{\sum[c_{ef} * l + (N - u * l) * tg\varphi_{ef}]}{\sum W * \sin\alpha}$$

kde **c_{ef}** je efektivní soudržnost, **l** je délka smykové plochy proužku, **σ** je normálové napětí, **u** je pórový tlak vody, **φ_{ef}** je efektivní úhel vnitřního tření, **s** je mobilizovaná smyková pevnost, **F** je stupeň stability, **N** je normálová síla na smykové ploše, **W** je tíha zeminy v proužku a **α** je odklon normálové síly od svislice [8].

Pro řešení v totálních napětích platí:

$$F = \frac{\sum[c_u * l + N * tg\varphi_u]}{\sum W * \sin\alpha}$$

kde **c_u** je totální soudržnost, **l** je délka smykové plochy proužku, **φ_u** je totální úhel vnitřního tření, **F** je stupeň stability, **N** je normálová síla na smykové ploše, **W** je tíha zeminy v proužku a **α** je odklon normálové síly od svislice [8].


$$N_{ef} = N - u * l = \frac{W + (X_n - X_{n+1}) - l * (u * \cos\alpha + \frac{c_{ef}}{F} * \sin\alpha)}{\cos\alpha + \frac{tg\varphi_{ef}}{F} * \sin\alpha}$$

Obrázek 29. Bishopova metoda [8]

Dosadíme-li předchozí rovnici do rovnice pro stupeň stability z Pettersonovy metody

$$F = \frac{\sum[c_{ef} * l + (N - u * l) * tg\varphi_{ef}]}{\sum W * \sin\alpha}$$

a položíme $l = b * \sec\alpha$, kde **b** je šířka proužku, získáme:

$$F = \frac{\sum[c_{ef} * b + (W - u * b + X_n - X_{n+1}) * tg\varphi_{ef} * \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{tg\varphi_{ef} * tg\alpha}{F}}]}{\sum W * \sin\alpha}$$

Tato rovnice je označována jako Bishopova rigorózní metoda. Její řešení postupným přibližováním je velmi náročné. Sám Bishop později zjistil, že zanedbání rozdílu $X_n - X_{n+1}$ má velmi malý význam. Proto se častěji používá zkrácený výraz označovaný jako Bishopova zjednodušená metoda:

$$F = \frac{\sum[c_{ef} * b + (W - u * b) * tg\varphi_{ef} * \frac{\sec\alpha}{1 + \frac{tg\varphi_{ef} * tg\alpha}{F}}]}{\sum W * \sin\alpha}$$

kde **F** je stupeň stability, **c_{ef}** je efektivní soudržnost, **b** je šířka proužku, **W** je tíha zeminy v proužku, **u** je pórový tlak vody, φ_{ef} je efektivní úhel vnitřního tření a α je odklon normálové síly od svislice. Hledaná hodnota stupně stability se opět zjišťuje postupným přibližováním [11].

2.4.2.2. Rovinné smykové plochy

Rovinné smykové plochy rovnoběžné se svahem se používají pro přibližné nahrazení smykové plochy při výpočtu stability svahů ohrožovaných translačními pohyby. Účinek bočních sil lze za předpokladu $d/L < 0,1$ dle obrázku 30a zanedbat. Dále se zavádí model dle obrázku 30b pro který z rovnováhy sil ve směru rovnoběžném se smykovou plochou získáme:

$$W * \sin\beta = S$$

$$\text{kde } S = s * l \text{ pro } s = \frac{c_{ef}}{F} + \frac{\sigma_{ef} * tg\varphi_{ef}}{F}, \text{ potom } W * \sin\beta = \frac{c_{ef} * l + N_{ef} * tg\varphi_{ef}}{F}.$$

Pro stupeň stability F platí:

$$F = \frac{c_{ef} * l + N_{ef} * tg\varphi_{ef}}{W * \sin\beta}$$

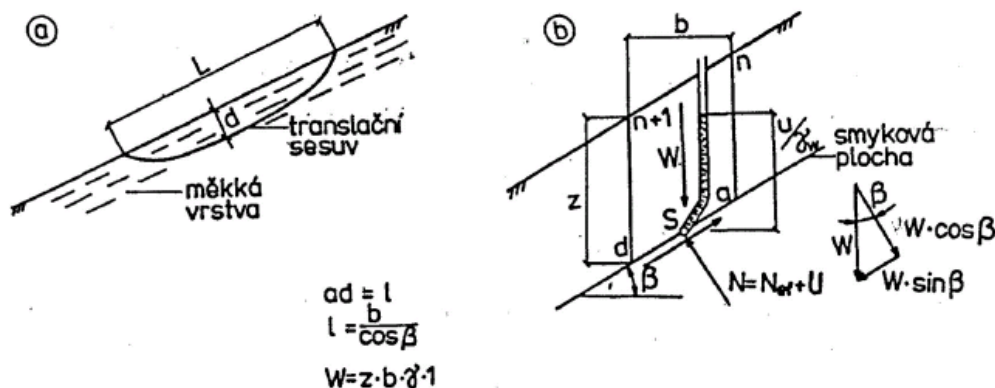
po dosazení $W = z * b * \gamma * 1$ dle obrázku ***a) získáme:

$$F = \frac{c_{ef} * l + N_{ef} * tg\varphi_{ef}}{b * z * \gamma * \sin\beta}$$

kde $b = 1 * \cos\beta$ a tedy stupeň stability F je:

$$F = \frac{c_{ef} + (N_{ef}/l) * tg\varphi_{ef}}{z * \gamma * \sin\beta * \cos\beta}$$

kde W je tíha zeminy v proužku, β je odklon smykové plochy od horizontály, s je mobilizovaná smyková pevnost, l je délka smykové plochy proužku, c_{ef} je efektivní soudržnost, φ_{ef} je efektivní úhel vnitřního tření, F je stupeň stability, σ_{ef} je efektivní normálové napětí, z je hloubka smykové plochy, b je šířka proužku, γ je objemová tíha zeminy a N_{ef} je efektivní normálová síla [11].



Obrázek 30. Rovinná smyková plocha [11].

Pro rovnováhu sil kolmo na smykovou plochu platí:

$$N = N_{ef} + U = W * \cos\beta$$

kde $U = u * l$. Z rovnice vyjádříme N_{ef} :

$$N_{ef} = W * \cos\beta - ul = \gamma * b * z * \cos\beta - u * l = \gamma * z * l * \cos^2\beta - u * l$$

$$N_{ef} = l * (\gamma * z * \cos^2\beta - u)$$

kde **N** je normálová síla, **N_{ef}** je efektivní normálová síla, **U** je síla od pórového tlaku, **W** je tíha zeminy v proužku, **β** je odklon smykové plochy od horizontály, **u** je pórový tlak vody, **l** je délka smykové plochy proužku, **γ** je objemová tíha zeminy, **z** je hloubka smykové plochy a **b** je šířka proužku [11].

Následným dosazením do rovnice pro výpočet stupně stability **F** získáme obecnou rovnice stability svahu v efektivních napětích pro smykovou plochu rovnoběžnou se svahem:

$$F = \frac{c_{ef} + (\gamma * z * \cos^2\beta - u) * \operatorname{tg}\varphi_{ef}}{\gamma * z * \sin\beta * \cos\beta}$$

kde **F** je stupeň stability, **c_{ef}** je efektivní soudržnost, **γ** je objemová tíha zeminy, **z** je hloubka smykové plochy, **β** je odklon smykové plochy od horizontály, **u** je pórový tlak vody, **φ_{ef}** je efektivní úhel vnitřního tření [11].

2.4.2.3. Obecné smykové plochy

Používáme v případech, kdy geologický profil svahu není homogenní. Existují v něm různé nehomogenity, například v podobě jednotlivých vrstev zemin. První způsob řešení vychází z principu proužkové metody. Svah je podobně jako u klasické proužkové metody rozdělen na proužky, ale smyková plocha je zcela obecná. Tvoří ji navzájem spojené úsečky a křivky. Druhým způsobem řešení jsou metody klínové. Tyto metody řeší stabilitu určitého bloku nad zvolenou smykovou plochou, při současném zatížení tohoto bloku jinými pasivními a aktivními bloky zeminy [8].

Proužkové metody: jedná se o Janbuovu metodu, Morgenstern - Priceovu metodu, Sarmovu metodu a konvenční Skempton a Hutchinson metodu. Jejich nevýhodou je statická neurčitost. Pokud předpokládáme rozdělení svahu nad smykovou plochou na n proužků, je celkový počet neznámých $6n-2$ a počet možných rovnic $4n$. Podle obrázku 31, rozlišujeme neznámé:

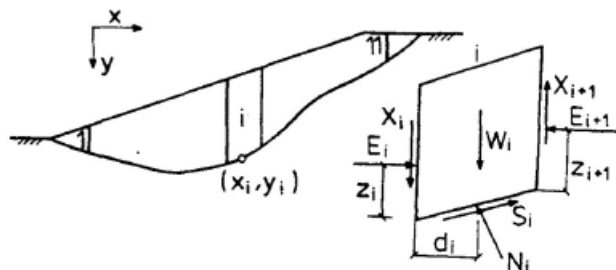
Počet	Veličina	
n	N_i	normálové síly
n	S_i	tangenciální smykové síly
$n-1$	E_i	vodorovné síly mezi proužky
$n-1$	X_i	svislé síly mezi proužky
n	d_i	vzdálenost působíště síly N_i od kraje proužku
$n-1$	z_i	svislá vzdálenost působíště síly E_i od smykové plochy
1	F	stupeň stability
$\Sigma=6n-2$		

Tabulka 1. Neznámé v proužkových metodách pro obecné smykové plochy [8].

Pro každý proužek lze definovat tři statické podmínky rovnováhy a vztah mezi normálovou a tangenciální silou:

Počet	Podmínka	
n	$H_i = 0$	podmínka ve vodorovném směru
n	$V_i = 0$	podmínka ve svislém směru
n	$M_i = 0$	momentová podmínka k působíšti síly N_i
n	$S = f$	Mohr-Coulombovo kritérium pro každý proužek
$\Sigma=4n$		

Tabulka 2. Podmínky pro proužkové metody pro obecné smykové plochy [8].



Obrázek 31. Sarmova metoda [8].

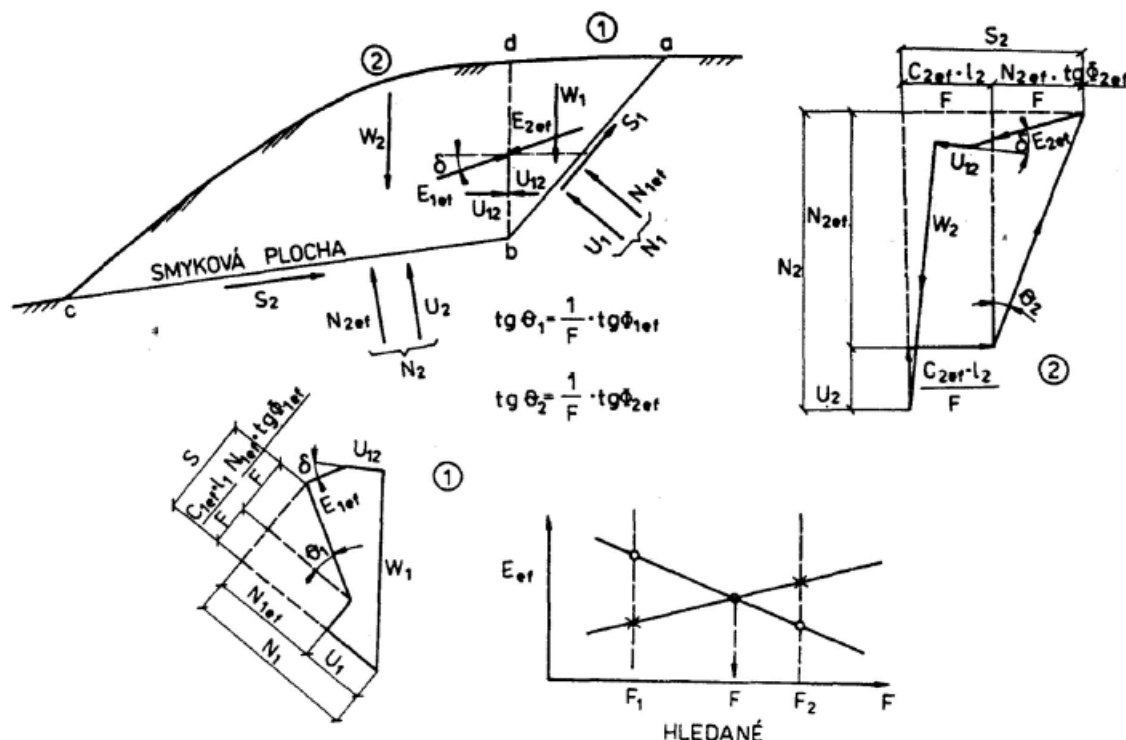
Vycházíme tedy ze $4n$ rovnic a potřebujeme spočítat $6n-2$ neznámých. Z toho vyplývá, že je nutné stanovit $2n-2$ nezávislých předpokladů. V případě rigorózního řešení jsou potom splněny všechny podmínky rovnováhy podle předpokladů. Pro zjednodušené řešení nejsou splněny všechny podmínky rovnováhy. Jednotlivé metody se liší právě v předpokladech, které uvažují. Například Morgenstern-Price metoda uvažuje předpoklady: n - počet bodů působitě síly N a $n-1$ - počet relativních vztahů mezi silami X a E . To způsobí, že máme o jeden předpoklad více než neznámých, proto Morgenstern-Price metoda zavádí jednu „extra“ neznámou. Jedná se o pomocnou funkci $\lambda = f(x)$, kde λ je parametr, který je nutné určit z řešení a $f(x)$ je funkce, kterou je třeba specifikovat. Obdobně je to u ostatních metod [8].

V praxi použití těchto metod znamená zvolení si smykové plochy pro zadaný svah. Tento svah nad zvolenou smykovou plochou rozdělíme na proužky. Potom například pro Morgenstern-Price metodu zvolíme počáteční funkci $F(x)$ a stupeň stability F . Následnou iterací hledáme výsledné hodnoty, pro které jsou splněny okrajové podmínky, že vodorovná síla E na průsečíku smykové plochy se svahem je rovna nule a že každý proužek je v momentové rovnováze [8].

Klínová metoda: funguje dle principu znázorněném na obrázku 32. Jedná se o dvouklínový příčný řez. Základní blok cbd při zatížení aktivním klínem abd vzdoruje tomuto zatížení mobilizovaným třením na smykové ploše cb . Pokud je zatížení vyšší než mobilizované tření na smykové ploše, dochází k posunutí základního bloku cbd a následně i bloku abd . Složkové obrazce pro oba klíny jsou sestavovány pro řešení v efektivních napětích za uvažování pórových tlaků a volby počáteční hodnoty stupně stability F_1 [8].

Při výpočtu vycházíme ze znalostí pro klín 1, tíhy aktivního klínu W_1 , pórového tlaku působícího na smykovou plochu $ab - U_1$ a pórového tlaku na dělicí rovinu $bd - U_{12}$. Známe

Hledaná hodnota F je citlivá na volbu úhlu δ . Obecně platí, že hodnota F se zvyšuje se zvyšující se hodnotou úhlu δ . Pokud uvažujeme předpoklad $\delta = 0$, dochází k podhodnocování hodnoty F a výsledkem je pesimistická prognóza. V opačném případě, když předpokládáme $\delta = \varphi_{ef}$, dochází obvykle k přehodnocování hodnoty F a jde tedy o nebezpečný předpoklad. Někteří odborníci zastávají názor, že je rozumné volit úhel δ roven průměrnému sklonu povrchu terénu. V našem případě by se tedy jednalo o spojnicí bodů ac . Z uvedeného vyplývá, že je vhodné citlivost F na volené hodnotě úhlu δ kontrolovat [8].



Obrázek 32. Princip klínové metody [8].

2.4.2.4. ČSN EN 1997-1

Tato norma ustanovuje, že stabilitu svahů je třeba řešit dle principu mezních stavů.

Eurokód 7 rozlišuje tři různé návrhové přístupy: DA1, DA2 a DA3. Pro každý návrhový přístup se aplikují jiní jednotliví dílčí součinitelé. Příklady používaných součinitelů jsou uvedeny v tabulce 3 [21].

Individual partial factor or partial factor 'grouping'	Design Approach			
	1		2	3
	Combination 1	Combination 2		
γ_G	1.35	1.0	1.35	1.0*
$\gamma_{G,fix}$	1.0	1.0	1.0	1.0
γ_Q	1.5	1.3	1.5	1.3*
$\gamma_{\phi} = \gamma_c$	1.0	1.25	1.0	1.25
γ_{cu}	1.0	1.4	1.0	1.4
γ_{Re}	1.0	1.0	1.1	1.0
$\gamma_G \times \gamma_c \times \gamma_{Re}$	1.35	1.25	1.485	1.25
$\gamma_G \times \gamma_{cu} \times \gamma_{Re}$	1.35	1.4	1.485	1.4
$\gamma_G \times \gamma_c / \gamma_{\phi}$	1.35	1.0	1.35	1.0
$\gamma_{G,fix} \times \gamma_c / \gamma_{\phi}$	1.0	1.0	1.0	1.0
γ_Q / γ_G	1.11	1.3	1.11	1.3

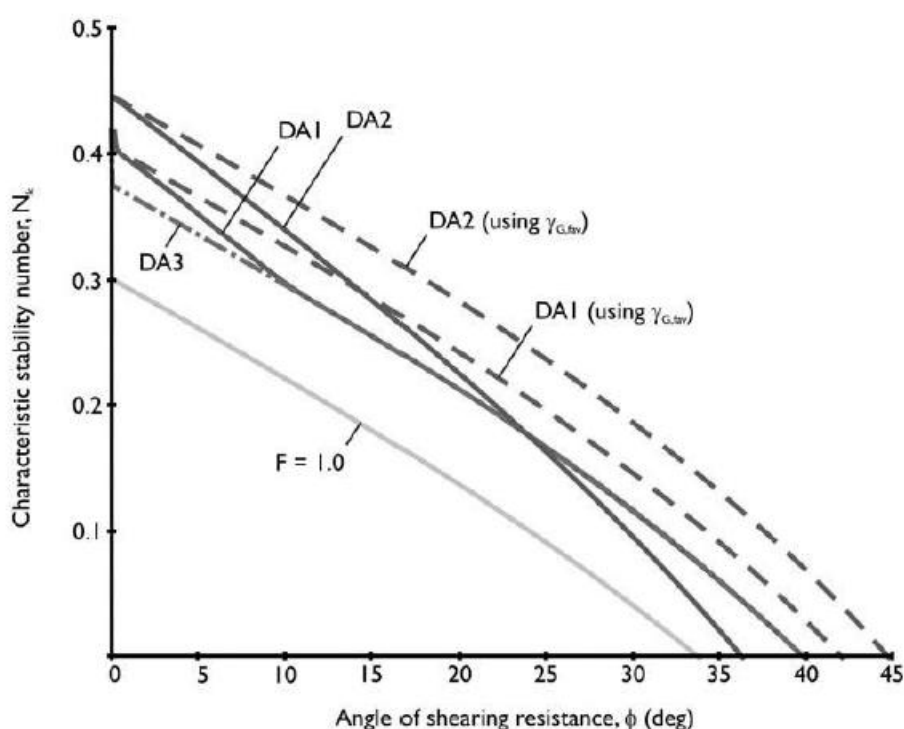
*Factor from Set A2 on geotechnical actions

Tabulka 3. Jednotlivý dílčí součinitelé pro návrhové přístupy dle EC7 [22].

Jak je patrné z tabulky 3, návrhový přístup DA1 je rozdělen na dvě kombinace používající rozdílné hodnoty dílčích součinitelů. Dílčí součinitele jsou aplikovány na zatížení a materiálové charakteristiky (parametry zemin). Návrhový přístup DA2 aplikuje dílčí součinitele na zatížení a na odpor materiálu (únosnost zeminy), ale materiálové charakteristiky upravovány nejsou. Návrhový přístup DA3 aplikuje dílčí součinitele na zatížení a na materiálové charakteristiky (parametry zemin) a stejně jako návrhový přístup DA1 neredukuje odpor materiálu (únosnost zeminy) [21].

Pro představu, jak jsou jednotlivé návrhové přístupy vhodné pro posouzení stability svahu, je níže na obrázku 33 uveden graf, ukazující vztah mezi číslem stability N a úhlem smykového odporu ϕ . Číslo stability N je nezbytné pro výpočet stupně bezpečnosti F a lze jej spočítat dle vzorce: $N = \frac{c'}{\gamma * H} = F * \sin\beta * \cos\beta - (1 - r_u) * \cos^2\beta * \tan\phi$

kde c' je efektivní soudržnost zeminy, γ je objemová tíha zeminy a H je výška svahu, F je stupeň stability svahu, β je úhel sklonu svahu, r_u je parametr pórového tlaku a ϕ je úhel vnitřního tření [21].



Obrázek 33. Požadované číslo stability pro ověření mezního stavu GEO pro nekonečný svah 1:3 s $r_u = 0,5$ dle Eurokódu 7 – návrhové přístupy [21]

Z grafu na obrázku 33 je patrné, že pro $\phi_k < 24^\circ$ je $DA2 > DA1 \geq DA3$ a pro $\phi_k > 24^\circ$ je $DA1 \geq DA3 > DA2$. Z toho vyplývá, že návrhový přístup DA2 nedává konzistentní úroveň spolehlivosti při změně úhlu smykového odporu ϕ_k . Navíc je vidět, že návrhem dle návrhového přístupu DA2 získáme mnohem vyšší úroveň spolehlivosti než je tradičně používaná a tedy lze návrh dle tohoto přístupu považovat za neekonomický [21].

Bishopova metoda – mezní stavy: využívá k zjištění stability svahu porovnání, že návrhové účinky zatížení E_d jsou menší než odpovídající návrhová únosnost zeminy R_d .

Vyjádříme-li to pomocí vzorce, potom: $E_d \leq R_d$ nebo $\frac{E_d}{R_d} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \Lambda_{GEO} \leq 1$

kde, poměr těchto návrhových momentů můžeme rozepsat na:

$$\Lambda_{GEO} = \frac{\sum_i [(W_{d,i} + Q_{d,i}) * \sin \alpha_i]}{\sum_i \left\{ \frac{[c'_{d,i} * b_i + (W_{d,i} + Q_{d,i} - u_{d,i} * b_i) * \tan \varphi_{d,i}] \sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i * \tan \varphi_{d,i}(\Lambda_{GEO})} \right\}}$$

kde $W_{d,i}$ je návrhová vlastní tíha proužku "i", $Q_{d,i}$ je jakékoli přitížení působící na tomto proužku "i", α_i je úhel mezi základnou řezu a horizontálou, b_i je šířka proužku "i", u_i je pórový tlak, c'_i je soudržnost podél základny proužku "i", φ_i je úhel vnitřního tření na spodní části proužku "i".

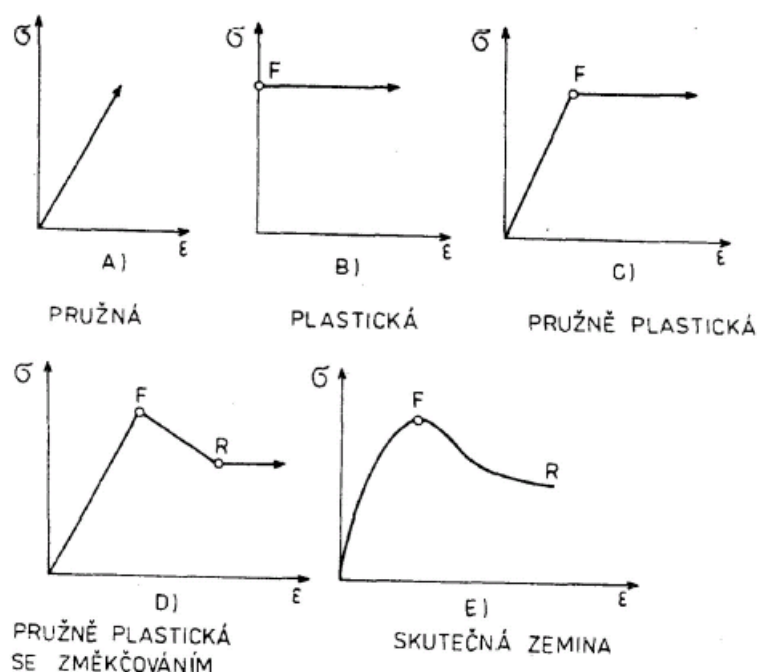
Rovnici lze také zapsat pomocí dílčích součinitelů a charakteristických hodnot parametrů ve tvaru:

$$\Lambda_{GEO} = \frac{(\gamma_G * \gamma_c * \gamma_{Re}) * \sum_i [(W_{k,i} + \left(\frac{\gamma_Q}{\gamma_G}\right) * Q_{k,i}) * \sin \alpha_i]}{\sum_i \left\{ \frac{[c'_{k,i} * b_i + \left(\frac{\gamma_G * \gamma_c}{\gamma_Q}\right) * (W_{k,i} + \left(\frac{\gamma_Q}{\gamma_G}\right) * Q_{k,i} - u_{k,i} * b_i) * \tan \varphi_{k,i}] \sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i * \left(\frac{\tan \varphi_{k,i}}{\gamma_\varphi}\right) \Lambda_{GEO}} \right\}}$$

kde γ_G , γ_c , γ_{Re} , γ_φ jsou dílčí součinitelé z tabulky 3 [21].

2.4.3. Metody řešení napjatosti a deformace zemního tělesa

Stav napjatosti a deformace libovolného tělesa lze řešit jakoukoli metodou teoretické mechaniky. Správnost a hlavně přesnost použité metody je však velmi závislá na konstitučním vztahu mezi napětím a přetvořením, který je schopna řešit. Zemina je obecně velmi specifický materiál a pro řešení úloh metodami napjatosti a deformace zemního tělesa je nutné vybrat přetvárný diagram vystihující co možná nejlépe realitu. Z obrázku 34, znázorňujícího možné modely přetvárných diagramů zemin, je patrné, že metody uvažující pružné chování zeminy (obrázek 34a) jsou velmi nepřesné, protože chování skutečné zeminy (obrázek 34e) je značně odlišné [8].



Obrázek 34. Přetvárné diagramy zemin [8].

Dnes nejpoužívanější metodou tohoto typu je metoda konečných prvků. Tato metoda umožňuje použití i složitých diagramů přetváření zemin a tím získání výsledků, které jsou velmi blízké skutečné situaci [8].

V rámci diplomové práce je pro výpočty metodou konečných prvků využívám program Plaxis. Jedná se o výpočetní program využívaný pro geotechnické výpočty.

Pro posuzování stability svahu je v tomto softwaru použita metoda redukce pevnostních smykových parametrů, označovaná v manuálu programu jako phi-c reduction method [22].

Phi-c reduction method je založena na principu snižování parametrů smykové pevnosti zeminy, úhlu vnitřního tření ϕ a soudržnosti c , stejně jako pevnosti v tahu až do selhání, neboli usmyknutí svahu. Redukce f/c neovlivňuje hodnotu úhlu dilatance ψ , ale protože není možné, aby hodnota úhlu dilatance ψ byla větší než hodnota úhlu vnitřního tření ϕ , je ve chvíli, kdy je úhel vnitřního tření ϕ snížen na hodnotu úhlu dilatance ψ , snižován stejným způsobem. Ke stejnému snižování dochází i u sil na rozhraních, ale u konstrukčních prvků jako jsou kotvy a podobně k redukci f/c nedochází. Při analýze stability svahu se pro stanovení hodnot parametrů pevnosti využívá celkový násobitel $\sum Msf$ [22].

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi_{vstupní}}{\tan \phi_{redukováný}} = \frac{c_{vstupní}}{c_{redukována}} = \frac{s_{u,vstupní}}{s_{u,redukována}} = \frac{Pevnost\ v\ tahu_{vstupní}}{Pevnost\ v\ tahu_{redukována}}$$

kde hodnoty s indexem „vstupní“ jsou hodnoty vstupní, zadávané uživatelem. Hodnoty s indexem „redukována/ý“ jsou hodnoty snižené při analýze. Na začátku výpočtu je hodnota $\sum Msf$ stanovena na 1,0, aby byly pro první výpočet použity vstupní hodnoty [22].

Výpočet stability je proveden pomocí postupného zatěžování v několika krocích. Pro určení přírůstku redukce pevnosti v prvním výpočetním kroku se používá přírůstkový násobitel Msf . Jako výchozí přírůstek je v programu nastaveno 0,1. To je obecně považováno za dobrou výchozí hodnotu. K redukci pevnostních parametrů dochází automaticky, dokud nejsou provedeny všechny další kroky. Standardně je nastaveno 100 kroků, ale v případě potřeby je možno jejich počet zvýšit až na hodnotu 10 000. Vždy je třeba ověřit, zda má poslední krok za následek úplné selhání mechanismu. V případě, že ano, je stupeň stability dán vztahem:

$$SF = \frac{\text{působící síla}}{\text{síla při porušení}} = \text{hodnota } \sum Msf \text{ při porušení}$$

Hodnotu $\sum Msf$ pro určitý krok lze nalézt ve výpočetní dokumentaci ve výstupu programu. Zobrazením průběhu vývoje $\sum Msf$ v grafu pro všechny kroky výpočtu lze velmi snadno ověřit, zda při pokračující deformaci je hodnota $\sum Msf$ konstantní, tedy zda se jedná o úplné

selhání mechanismu. Pokud mechanismus porušení není zcela vyvinut, je třeba výpočet zopakovat s větším počtem výpočetních kroků [22].

Pro přesné zachycení selhání je nutné použít Arc-length method (metoda oblouku). Jedná se o metodu, pomocí které se hledá limitní zatížení. Také je nutné, aby byla nastavena tolerance chyby maximálně 1 % [22].

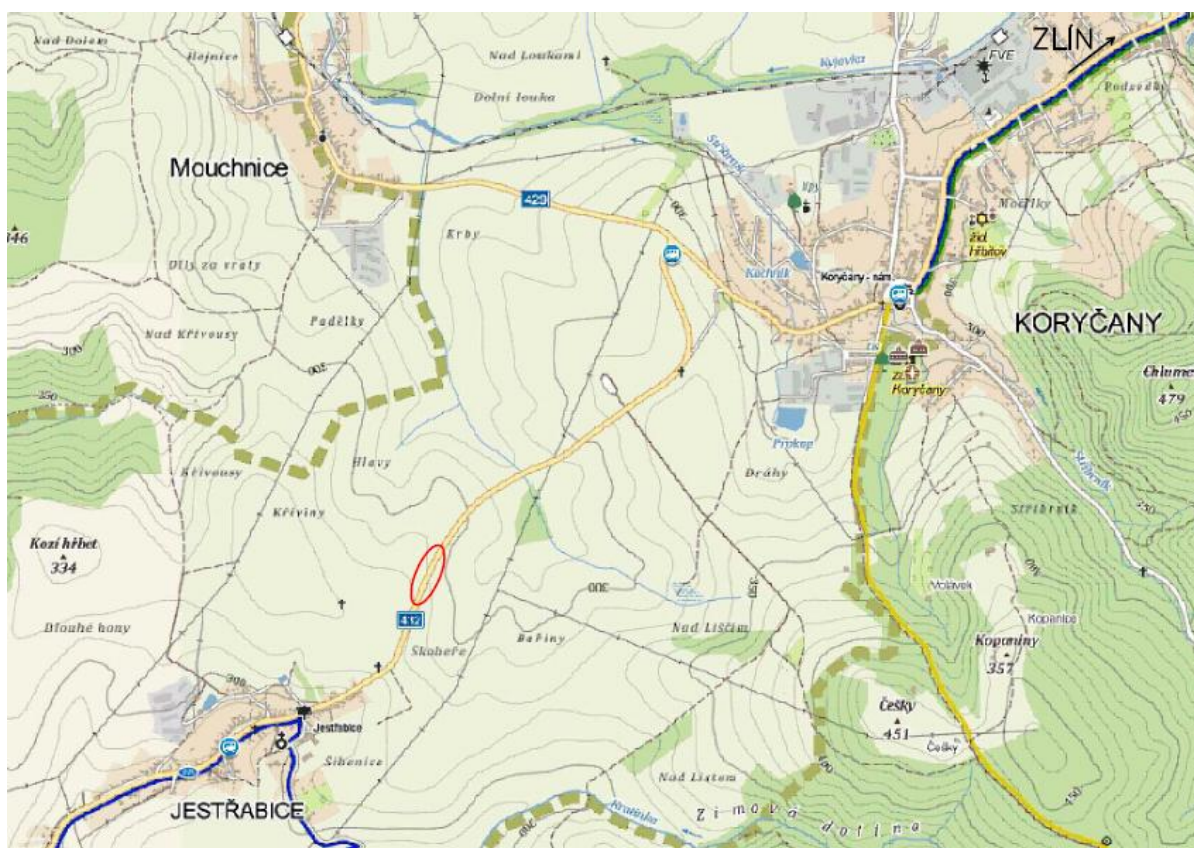
Použití této metody u pokročilých modelů chování zeminy způsobuje, že se tyto modely chovají jako model Mohr-Coulomb. Toto chování je způsobeno tím, že napětí závisící na tuhosti a účincích zpevnění je z analýzy vyloučeno. V takovém případě je tuhost vypočtena na začátku výpočetní fáze z počátečního napětí. Tato hodnota je pak používána v průběhu celého výpočtu [22].

Při výpočtu stability jsou k dispozici následující možnosti:

- Výpočet stability je proveden pomocí snižování pevnostních parametrů zeminy a rozhraní až po dosažení cílové hodnoty multiplikátoru $\sum M_{sf}$. Na začátku se program pokusí najít bezpečnou hodnotu, následně se vrátí do posledního kroku před získáním této hodnoty. S tou pak zopakuje poslední krok a získá konečnou hodnotu [22].
- Výpočet stability je proveden pomocí postupného snižování pevnostních parametrů zeminy a rozhraní. Pro první výpočtový krok je nastavena výchozí hodnota přírůstku redukce pevnosti M_{sf} na 0,1. Uživatel ji může změnit [22].

3. SESUV SILNICE II. TŘÍDY MEZI OBCEMI KORYČANY A JESTŘABICE

K sesuvu na této silnici II. třídy došlo v geologicky predisponovaném místě v období intenzivních srážek. Kvůli obavám z dalšího sesouvání byla komunikace zcela uzavřena. Výsledky průzkumu, který provedla firma GEOSTAR, slouží jako podklad pro tuto diplomovou práci a jsou zpracovány v následující kapitole. Pro lokalizaci místa sesuvu je sesuvná oblast vyznačena červeně v mapě na obrázku 35.



Obrázek 35. Mapa s vyznačením místa sesuvu [23]

3.1. Geomorfologické poměry v oblasti Koryčan a Jestřabic

Zájmové území se z geomorfologického hlediska nachází v oblasti Středomoravských Karpat, celku Litenčická pahorkatina, podcelku Bučovická pahorkatina a okrsku Brankovická pahorkatina Vnějších Západních Karpat.

Pro Brankovickou pahorkatinu je typický erozně-denudační reliéf s erozními plošinami. Rozvodné široce zaoblené hřbety přecházejí do rozevřených úvalovitých a neckovitých údolí [24].

3.2. Geologické poměry v oblasti Koryčan a Jestřabic

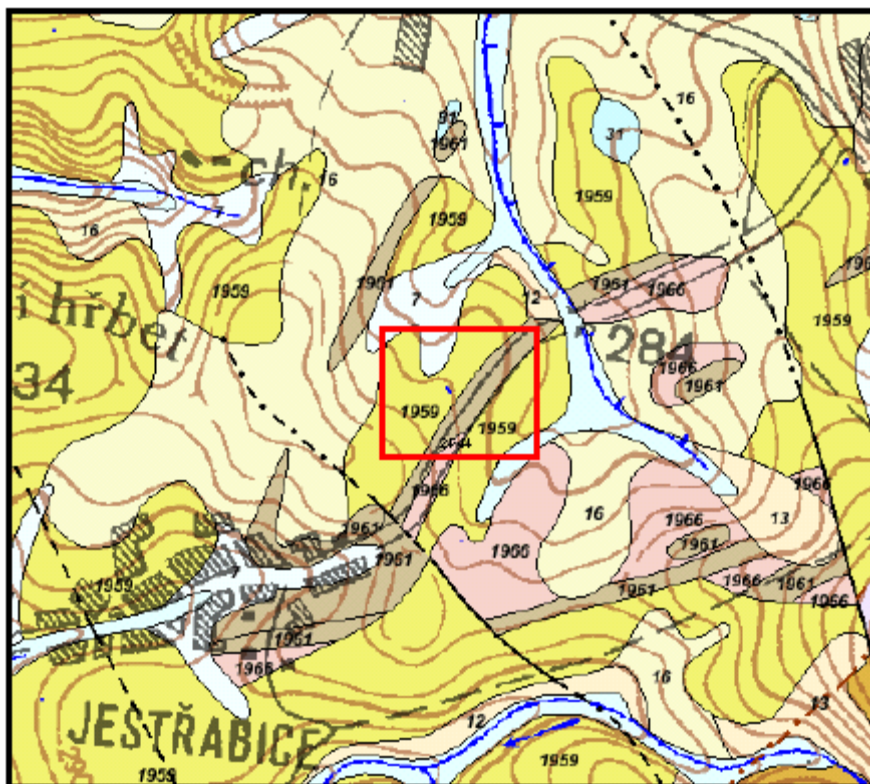
Pro Západní Karpaty jsou jako podloží typická flyšová pásma. V našem případě se jedná zejména o jílovce a pískovce žďánické jednotky zobrazené na mapě na obrázku 36. Její geologické složení bylo v zájmové oblasti ovlivněno Žďánicko-hustopečských souvrství, Menilitovým souvrstvím a Němčickým souvrstvím (podmenilitové souvrství) [24].

Němčické souvrství, které můžeme ve starší literatuře nalézt pod pojmem podmenilitové souvrství, se začalo utvářet na počátku paleogénu. Převládajícím materiálem jsou pelagicky sedimentované vápenité i nevápenité jílovce. Velmi časté jsou hemipelagické jílovce šedé, zelenošedé nebo červené barvy. Nepravidelně jsou po výšce souvrství rozmístěny čočky vápnitých pískovců a petromiktních slepenců. Maximální mocnost souvrství nepřesahuje 300 m [25].

Nad Němčickým souvrstvím se nacházejí sedimenty Menilitového souvrství. Jedná se o pozůstatek hlubokomořských sedimentů, které byly uloženy při úpatí pevninského svahu. Mocnost souvrství nepřesahuje 100 m a skládá se z Podrohovcové vrstvy, pro kterou je typickou horninou hnědý vápnitý jílovec a Rohovcové vrstvy, charakteristickou černošedými a hnědě laminovanými menilitovými rohovci s tenkými vložkami prokřemenělých břidlic a jílovců [25].

Nadloží Menilitového souvrství tvoří Žďánicko-hustopečské souvrství o mocnosti až 1250 m. Na rozdíl od předchozích, Žďánicko-hustopečské souvrství nevznikalo flyšovou sedimentací, ale sedimentací označovanou jako krosněnská litofacie. Charakteristická je pro

ni vysoká faciální proměnlivost. Střídají se zde psamitické, psamiticko-pelitické a pelitické litofacie. Typickými horninami jsou žlutavě šedé vápnité pískovce doplněné vložkami skluzových slepenců a šedých vápnitých jílovců [25].



Obrázek 36. Geologická mapa Koryčany – Jestřabice [26].

Kvartér: 6 – nivní sedimenty (hlína, písek, štěrk), 7 – splachové sedimenty (hlína, písek, štěrk), 12 – svahové sedimenty (hlína, písek), 13 – svahové sedimenty (hlína, kameny), 16 – naváté sedimenty (spraš, sprašová hlína), 31 – říční sedimenty (písek, štěrk).

Flyšové pásmo: 1959 – pískovec, slepenec (paleogén, neogén), 1961 – jílovec, silicit, vápenec (paleogén), 1966 jílovec (křída až paleogén), 1910 – pískovec, jílovec, slepenec (paleogén).

3.3. Hydrogeologie v oblasti Koryčan a Jestřabí

Pro flyšové oblasti je typickým hydrogeologickým kolektorem připovrchová zóna zvýšené propustnosti v pásnu kvartérních sedimentů deluviálního typu, případně navážky nebo paleogenní písčité vrstvy. Podpovrchové rozpukání v podstatě sleduje průběh terénu, to způsobuje, že v horských oblastech voda poměrně snadno a rychle stéká dolů do údolí, kde se hromadí. Povrchová voda je díky horskému terénu také poměrně rychle odváděna dolů po svahu a tedy jen velmi málo vsakuje pod povrch. Případná infiltrovaná voda odtéká jako hypodermický odtok nebo jako voda první zvodně. Režim podzemních vod je cyklický, s největším množstvím vody v období větších srážek a tání sněhu, tedy jarních měsíců a minimálním množstvím v závěru roku [25].

4. GEOTECHNICKÝ PRŮZKUM

Geotechnický průzkum v místě sesuvu na silnici II. třídy mezi obcemi Koryčany a Jestřábice provedla firma Geostar.

4.1. Průzkumné práce

V zájmové oblasti byly provedeny 4 jádrové vrty s označením V1 – V4 v hloubkovém rozsahu 5,5–7,5 m a 2 penetrační sondy. Sonda P1 s hloubkou 5,4 m a sonda P2 s hloubkou 8 m. Rozmístění vrtů a penetračních sond je patrné z výkresu situace v příloze číslo 7 [25, 27].

Jádrové vrty

Byly prováděny jádrovým vrtáním na sucho o průměru 156 mm a 175 mm soupravou UGB. Pro stanovení indexových vlastností zemin bylo z vrtů odebráno 9 poloporušených vzorků. Pro zkoušky Proctor standard a IBI byly odebrány dva vzorky technologické. Pro účely chemického rozboru vody byl odebrán jeden vzorek podzemní vody. Výsledky jádrových vrtů jsou součástí příloh [25, 28].

Poloporušené vzorky

V1 - z hloubky 1,5 m, 3,5 m a 6,5 m

V2 - z hloubky 4,5 m

V3 - z hloubky 0,6 m

V4 - z hloubky 1,7 m, 2,8 m, 3,4 m a 4,2 m

Technologické vzorky

V4 - z hloubky 1,7 m a 2,8 m

Penetrační sondy

Byly provedeny soupravou SDP 20/1 typu BORROS. Beran dopadá z výšky 500 mm a na zeminu působí silou 500 N. Průměr penetračního hrotu je 43,7 mm a vrcholový úhel je 90°. Pro stanovení měrného dynamického odporu q_{dyn} byl použit vzorec podle Bondarika

a Vojtechovského, který se pak použil pro interpretaci dle ČSN 73 6133. Pro vyhodnocení naměřených dat byl použit program DYNPEN 2.3. Výsledky penetračních zkoušek jsou součástí přílohy 2 [25, 29].

4.2. Geotechnické poměry

4.2.1. Inženýrsko-geologický průzkum

Geologický profil dané lokality byl sestaven zatříděním podle ČSN 73 6133 na základě výsledků petrografického popisu jader z realizovaných vrtů a následně provedených laboratorních zkoušek na odebraných vzorcích zemin. Charakteristiky zjištěných zemin udává tabulka 4, výsledky zkoušek Proctor standart a IBI jsou uvedeny v tabulce 5 [25].

Geologický profil se skládá z následujících geotechnických typů:

- GT 0 – konstrukční vrstvy vozovky
- GT 0.1 – asphalt, (Y)
- GT 0.2 – štěrk, (G2)
- GT 1 – hlíny
- GT 1.1 – hlína, (F5)
- GT 1.2 – hlína písčitá až písčito-štěrkovitá, (F3)
- GT 2 – jíly
- GT 2.1 – jíl písčitý, (F4)
- GT 2.2 – jíl prachovitý, (F6)
- GT 2.3 – jíl, (F8)
- GT 3 – jílovce
- GT 3.1 – zcela zvětralý jílovec, (R5)
- GT 3.2 – velmi zvětralý jílovec, (R4)

Konstrukční vrstvy vozovky

GT 0.1 je pojízdná asfaltová vrstva vozovky, jejíž mocnost je až 40cm [25].

GT 0.2 je šterková vrstva tvořící podklad asfaltové vrstvy. Neodebíral se z ní vzorek, byla pouze na základě geologického popisu klasifikována (dle ČSN 73 6133) jako zemina třídy G2 a 1. třídy těžitelnosti [25].

Hlíny

GT 1.1 je hlína (ornice) s velmi malým obsahem zrn písku, tmavě hnědé barvy a tuhé konzistence. Neodebíral se z ní vzorek, byla pouze na základě geologického popisu klasifikována (dle ČSN 73 6133) jako zemina třídy F5 a 1. třídy těžitelnosti [25].

GT 1.2 je hlína písčitá až písčito-šterkovitá hnědé barvy s ostrohrannými úlomky až 1,5 cm velkými, světle béžové barvy. Konzistence zeminy je tuhá až pevná. Neodebíral se z ní vzorek, byla pouze na základě geologického popisu klasifikována (dle ČSN 73 6133) jako zemina třídy F3 a 1. třídy těžitelnosti [25].

Jíly

GT 2.1 je jíl písčito-prachovitý s ojedinělými úlomky, rezavohnědé barvy, vápnitý, pevné konzistence. Neodebíral se z něj vzorek, byl pouze na základě geologického popisu klasifikován (dle ČSN 73 6133) jako zemina třídy F4 a 1. třídy těžitelnosti [25].

GT 2.2 je jíl prachovitý až prachovito-písčitý, v některých vrstvách obsahující ostrohranné úlomky. Přechází z barvy hnědožluto-rezavé přes hnědožlutou na hnědožlutozelenou. Podle konzistence byl rozdělen na podtyp tuhý 2.2a a pevný 2.2b. Na základě výsledků laboratorních rozborů vzorků, odebraných z obou podtypů, byl klasifikován (dle ČSN 73 6133) jako zemina třídy F6 CI a 1. třídy těžitelnosti. Z hlediska namrzavosti se (dle ČSN 72 6133) jedná o zeminu vysoce namrzavou, podmíněčně vhodnou do násypů a nevhodnou do podloží [25].

GT 2.3 je jíl s pískem místy obsahující střípky až úlomky zpevněného jílu. Přechází z hnědočervené do zelenošedé barvy s občasnými rezavými tečkami. Podle konzistence byl rozdělen na podtyp 2.3a tuhý a 2.3b pevný. Na základě výsledků laboratorních rozborů

vzorků, odebraných z obou podtypů, byl klasifikován (dle ČSN 73 6133) jako zemina třídy F8 CH a 1. třídy těžitelnosti. Z hlediska namrzavosti se (dle ČSN 72 6133) jedná o zeminu vysoce namrzavou, nevhodnou do násypů a nevhodnou do podloží [25].

Jílovce

GT 3.1 je zcela zvětralý jílovec, zelenošedé, místy tmavě šedé barvy, rozpadlý do ostrohranných střípků. Konzistence zvětralého jílovce je tuhá až pevná. Na základě výsledků laboratorních rozborů odebraných vzorků byl klasifikován (dle ČSN 73 6133) jako zemina třídy F8 CH, R5 a 1. třídy těžitelnosti. Z hlediska namrzavosti se (dle ČSN 72 6133) jedná o zeminu vysoce namrzavou, nevhodnou do násypů a nevhodnou do podloží [25].

GT 3.2 je velmi zvětralý jílovec, šedohnědozelené barvy, obsahující ostrohranné kusy jílovce s tmavě hnědými odlučnými plochami. Konzistence velmi zvětralého jílovce je tvrdá. Neodebíral se z něj vzorek, byl pouze na základě geologického popisu klasifikován (dle ČSN 73 6133) jako skalní hornina třídy R4 [25].

Geotechnický typ	[-]	1.1	1.2	2.1	2.2a	2.2b	2.3a	2.3b	3.1	3.2
ČSN 73 6133	[-]	F5	F3	F4	F6CI	F6CI	F8CH	F8CH	R5	R4
Objemová tíha	[kN/m ³]	20,0	18,0	18,5	21,0	21,0	20,5	20,5	20,5	22,0
Vlhkost	[%]	-	-	-	21,8	22,3	25,6-27,0	15,4-21,5	22,4-26,8	-
Mez tekutosti	[%]	-	-	-	48,0	48,8	61,6-63,4	54,4-67,6	58,4-69,2	-
Mez plasticity	[%]	-	-	-	19,2	25,4	25,2-25,9	25,7-28,4	26,3-28,-4	-
Index plasticity	[-]	-	-	-	28,8	23,4	35,7-38,2	27,3-39,2	32,1-40,8	-
Stupeň konzistence*	[-]	tuhá	tuhá-pevná	tuhá-pevná	0,91	1,13	0,97-0,99	1,12-1,43	1,04-1,12	-
Vhodnost do násypu	[-]	-	-	-	pod. vh.	pod. vh.	nev.	nev.	nev.	-
Vhodnost pro podloží	[-]	-	-	-	nev.	nev.	nev.	nev.	nev.	-
Těžitelnost**	[-]	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Ef. úhel vnitř. tření	[°]	20	26	23	20	20	17	17	20	22
Ef. koheze	[kPa]	13	13	16	16	20	8	20	33	500
Tot. úhel vnitř. tření	[°]	0	2	0	0	4	0	2	-	-
Tot. Koheze	[kPa]	60	60	60	50	80	40	80	-	-
Poissonovo číslo	[-]	0,40	0,35	0,35	0,40	0,40	0,42	0,40	0,25	0,25
Modul přetvárnosti	[MPa]	4	8	6	3,5	4	3	6	25	70
Orientační únosnost	[kPa]	150	220	200	100	200	80	160	250	450

Tabulka 4. Geotechnické charakteristiky zastižených zemin - tabulka a vysvětlivky k ní jsou uvedeny v příloze číslo 5 [25].

Geotechnický podtyp	Třída dle ČSN 72 1002	Hloubka [m]	Označení vrtu	Přirozená vlhkost zeminy [%]	Proctor standard			IBI [%]
					Optimální vlhkost [%]	Rozdíl přirozené a optimální vlhkosti [%]	Max. objemová hmotnost [kN/m ³]	
2.3a	F8CH	1,1-2,1	V4	21,46	19,7	1,76	1576	8
2.3b	F8CH	2,3-3,2	V4	21,36	21	0,36	1580	7

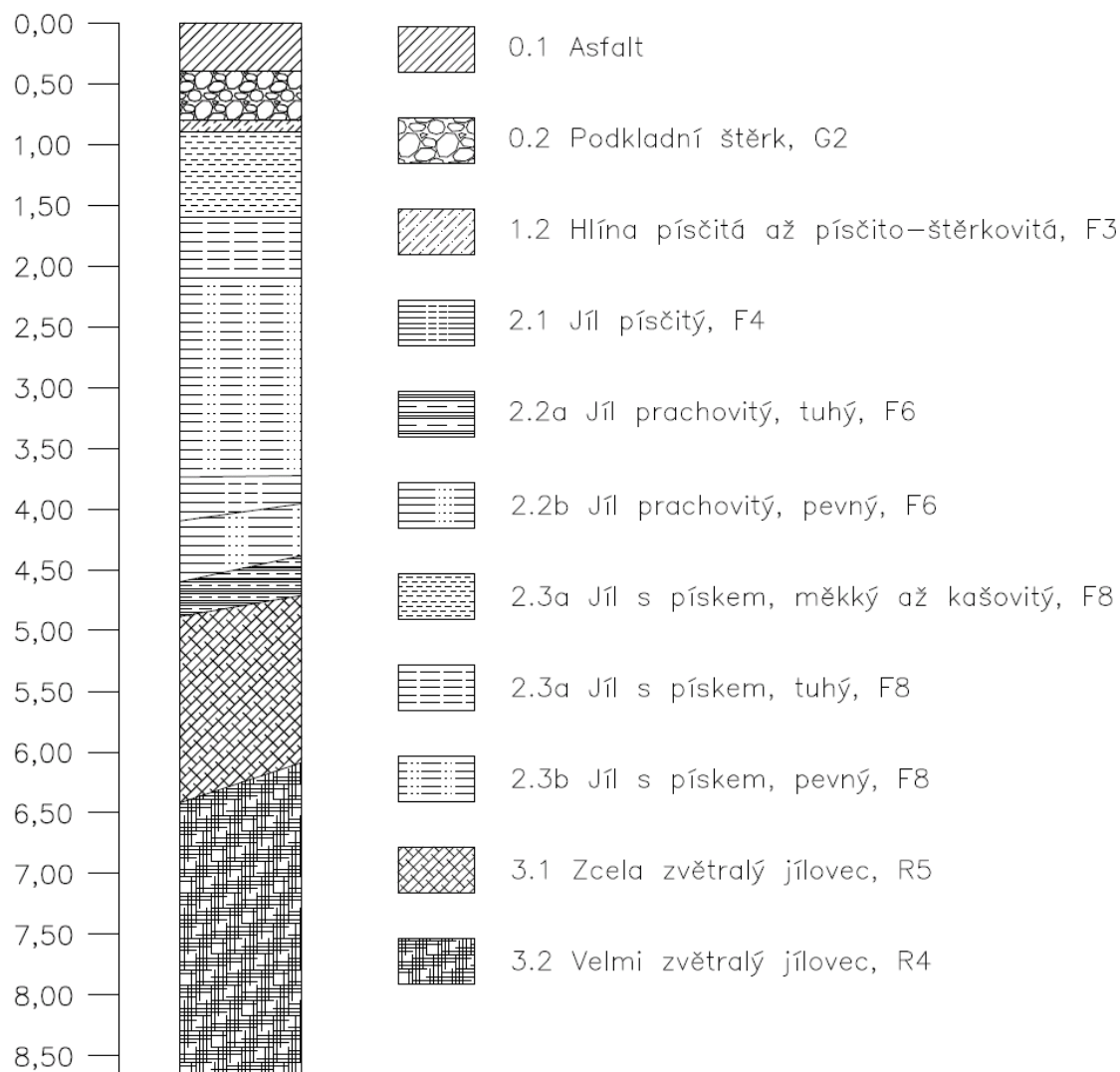
Tabulka 5. Naměřené hodnoty pro zkoušky Proctor standard a IBI [30].

4.2.2. Hydrogeologické poměry

Ve vrtu V4, provedeném v komunikaci, byla zastižena hladina podzemní vody v hloubce 4,0 m a k ustálení hladiny podzemní vody došlo v hloubce 1,9 m. Hloubka 4,0 m, ve které byla zastižena hladina podzemní vody, odpovídá rozhraní mezi jílovitými vrstvami a zcela zvětralým jílovcem, na který je tato voda vázána. Ke zvýšení hladiny podzemní vody dochází cyklicky v jarních měsících a v období s vysokým množstvím srážek. Minimální hladina podzemní vody se objevuje v závěru roku. Z laboratorního rozboru odebraného vzorku vody vyplynulo, že voda má lehce agresivní účinky na beton [25, 31].

5. ROZBOR MOŽNÝCH PŘÍČIN SESUVU

Z kapitoly 4. Geotechnický průzkum a geologického profilu zobrazeného na obrázku 37, který byl sestaven z tohoto průzkumu, vyplývá, že konstrukční vrstvy vozovky v místě postiženém sesuvem jsou tvořeny hlinito-písčitou zeminou třídy F3 pevné konzistence a jílem charakteru F8CH tuhé až pevné konzistence. Přesnější průběh jednotlivých geologických vrstev v místě sesuvu, sestavený na základě provedeného geotechnického průzkumu firmou GEOSTAR, je patrný z výkresu příčného řezu v příloze 8. Podle normy ČSN 73 6133 je zemina F3 podmíněčně vhodná a zemina F8CH je nevhodná pro použití do násypu pozemní komunikace. Zároveň bylo zjištěno, že odvodňovací příkop je zanesený a zarostlý vegetací, jak je patrné z obrázku 38, jeho správná funkce je tedy zcela nemožná, právě naopak vodu zadržuje. Při dlouhodobém výskytu vody v nefunkčním příkopu, například v období jarních měsíců nebo cyklických srážek, voda proniká i do méně propustných jílu, které tvoří konstrukční vrstvy vozovky. Tím dochází k výraznému nárůstu vlhkosti a změně konzistence jílu z původní tuhé na velmi měkkou až kašovitou. Popsané změny se projevují v hloubce do 1,6 m. Tato skutečnost byla zjištěna penetrační sondou P2, provedenou v místě pokleslé krajnice. Zároveň vzorky odebrané z konstrukční vrstvy násypu, které byly dle ČSN 73 6133 zatříděny jako zemina F8 nesplňují požadavky ČSN 73 6133 na Index počáteční únosnosti v tělese násypu (min. 10%) [25].



Obrázek 37. Geologický profil svahu náspu v místě vozovky.



Obrázek 38. Sesutý svah tělesa náspu pozemní komunikace s hromadící se vodou v nefunkčním příkopu [32].

Z výše uvedených informací lze předpokládat, že iniciátorem sesuvu je povrchová voda hromadící se v nefunkčním příkopu a prosakující do jílovitých vrstev, čímž se mění konzistence dotčených jílu na velmi měkkou až kašovitou. Je tedy velmi pravděpodobné, že potenciální smyková plocha bude probíhat touto vrstvou velmi měkkého až kašovitého jílu. To by odpovídalo i situaci patrné na obrázku 39, kde je vidět, že se sesunula jen část tělesa náspu, tedy vytvořená smyková plocha se pravděpodobně nachází při povrchu a ne ve větší hloubce. I na obrázku 40 zachycující pohled na patu náspu v místě sesuvu nic nenaznačuje nějakému většímu množství vytlačené zeminy, která by odpovídala hlubší smykové ploše. Pro potvrzení této hypotézy byly ve výpočetních programech GEO5 a Plaxis vytvořeny 2D modely příčného řezu komunikací v místě sesuvu.



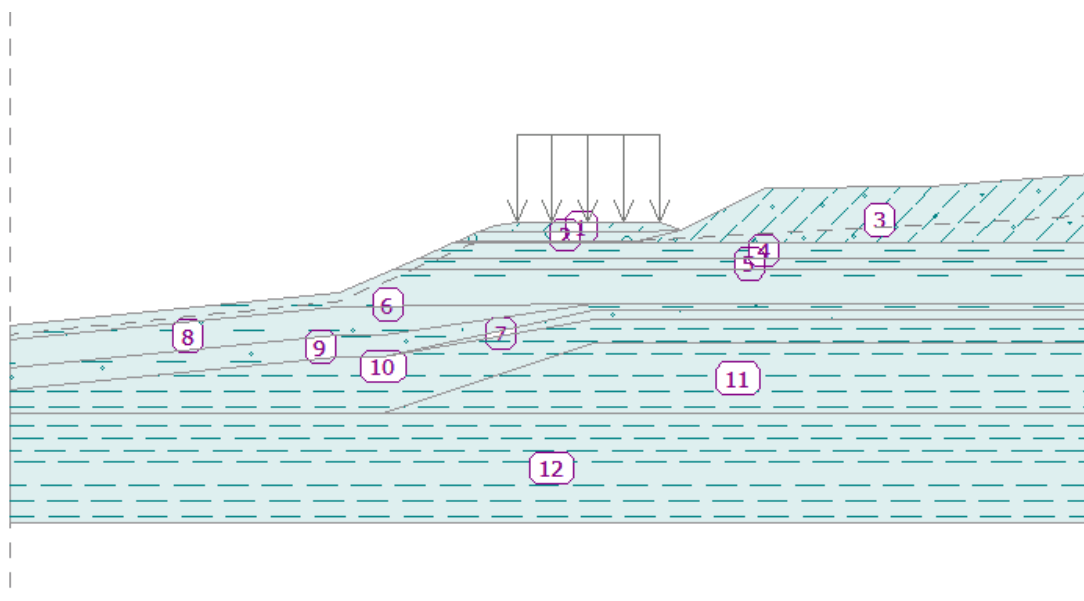
Obrázek 39. Pohled na sesuv z komunikace [32].



Obrázek 40. Pohled na patu sesutého svahu tělesa pozemní komunikace [32].

5.1. Výpočet stability svahu před sesuvem v programu GEO5

Z podkladů poskytnutých firmou GEOSTAR byl sestaven 2D model svahu pro potvrzení hypotézy o vytvoření smykové roviny v jílovité vrstvě měkké až kašovitě konzistence. Na obrázku 41 je vidět geologický profil přiřazený 2D modelu. Parametry zemin z geologického profilu udává tabulka 6. Tyto hodnoty odpovídají hodnotám v tabulce 4 „Geotechnické charakteristiky zastižených zemin“ z poskytnutých podkladů.



Oblast	Přiřazená zemina
1	Asfalt
2	Podkladní štěrk
3	1.2 (F3) tuhá až pevná
4	2.3a (F8CH) měkká až kašovitá
5	2.3a (F8CH) tuhá
6	2.3b (F8CH) pevná
7	2.2a (F6CI) tuhá
8	2.1 (F4) pevná
9	2.2b (F6CI) pevná
10	3.1 (F8CH) pevná
11	3.2 (R4)
> 12	3.2 (R4)

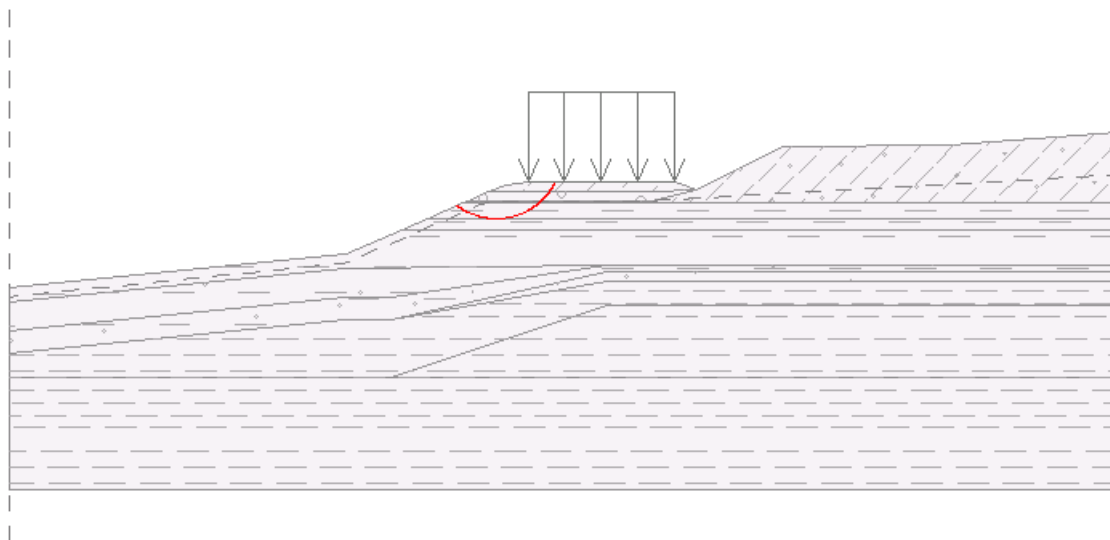
Obrázek 41. Přiřazení zemin jednotlivým vrstvám 2D modelu svahu v programu GEO5.

Zemina	γ [kN/m ³]	γ_{stat} [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]
Asfalt	25,00	26,00	38,50*	0,00*
Podkladní štěrk	20,00	21,00	38,50*	0,00*
1.2 (F3) tuhá až pevná	18,00	-	-	60,00
2.1 (F4) pevná	18,50	-	-	60,00
2.2a (F6CI) tuhá	21,00	-	-	50,00
2.2b (F6CI) pevná	21,00	-	-	80,00
2.3a (F8CH) měkká až kašovitá	20,50	-	-	5,00
2.3a (F8CH) tuhá	20,50	-	-	40,00
2.3b (F8CH) pevná	20,50	-	-	80,00
3.1 (F8CH) pevná	20,50	-	-	80,00
3.2 (R4)	22,00	22,00	22,00*	500,00*

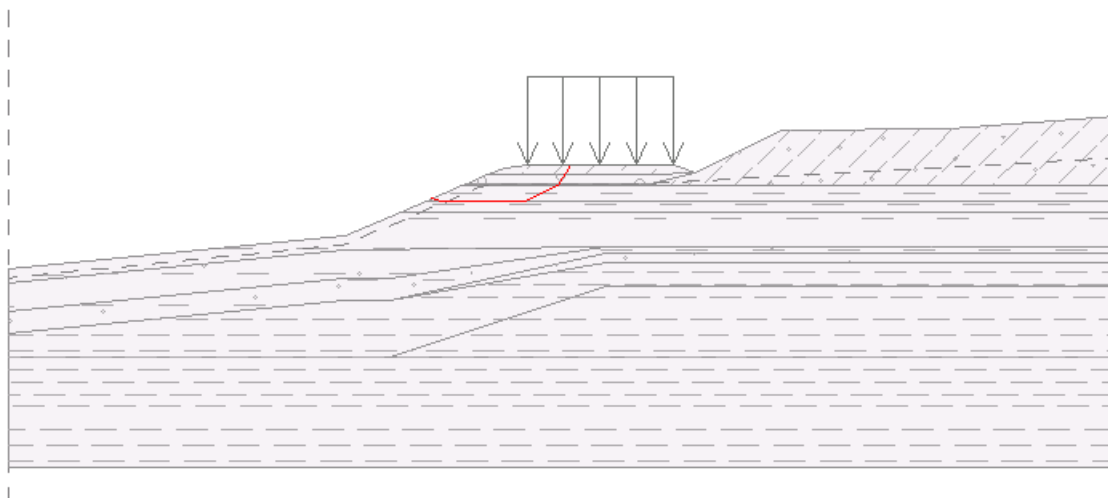
* označuje efektivní hodnoty

Tabulka 6. Charakteristické hodnoty zemin z geologického profilu pro model v programu GEO5.

Následný výpočet stability byl proveden pro kruhovou smykovou plochu podle Bishopa a pro polygonální smykovou plochu podle Sarma dle mezních stavů pro návrhový přístup DA3 a dle stupně bezpečnosti. Při výpočtu stability svahu podle Bishopa vyšlo využití svahu pro nejnebezpečnější kruhovou smykovou plochu 104,5 % a stupeň stability 1,48 (obrázek 42). Pro nejnebezpečnější polygonální smykovou plochu podle Sarma zobrazenou na obrázku 43 vyšlo využití 114,6 % a stupeň stability 1,30.



Obrázek 42. Kruhová smyková plocha dle Bishopa.

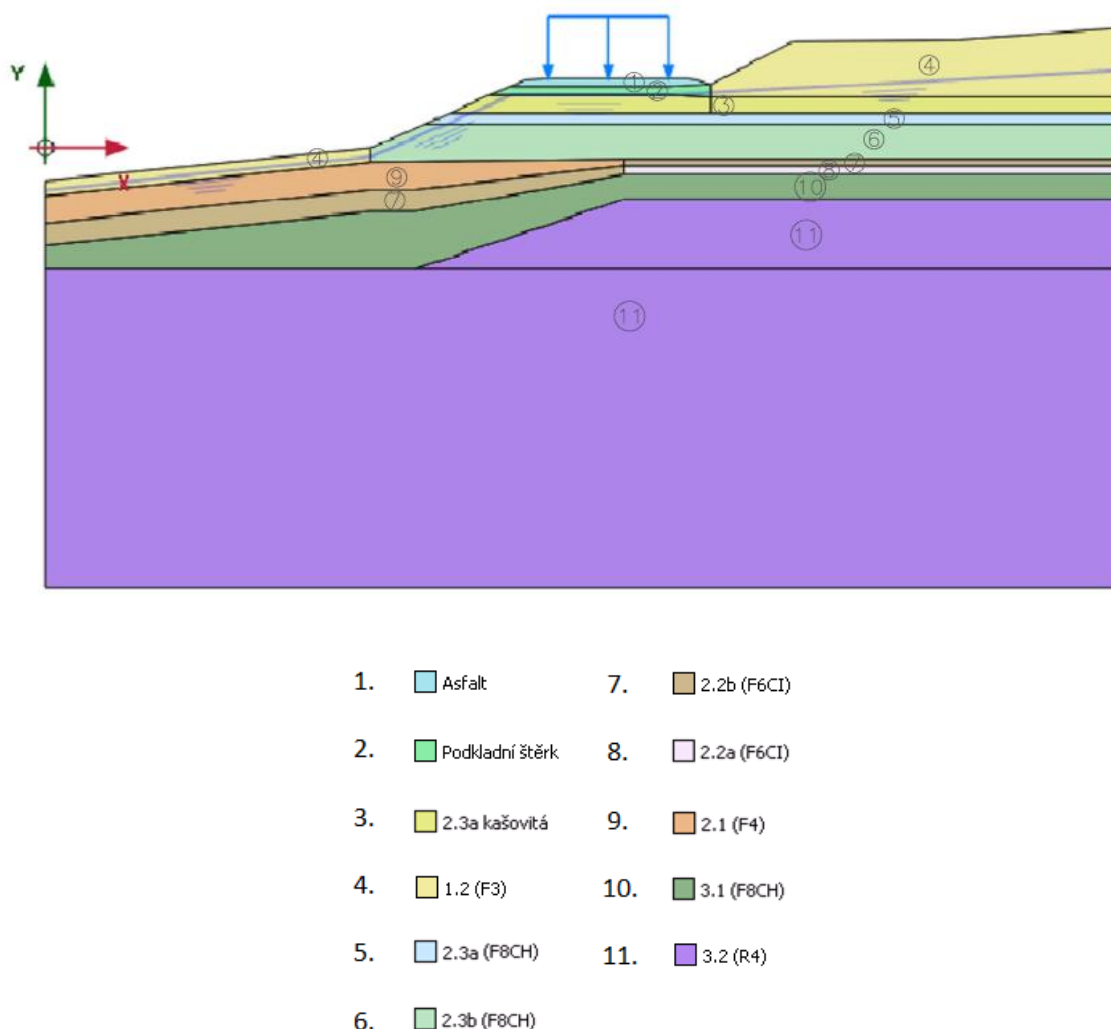


Obrázek 43. Polygonální smyková plocha dle Sarma.

Obě zmiňované smykové plochy procházejí jílovitou vrstvou měkké až kašovitě konzistence a tím tedy potvrzují již dříve stanovenou hypotézu. Norma ČSN 73 6133 požaduje pro násypy pozemních komunikací stupeň stability minimálně 1,5. Tomuto kritériu svah nevyhověl. Celý výpočet stability svahu před sesuvem v programu GEO5 je součástí přílohy diplomové práce číslo 9.

5.2. Výpočet stability svahu před sesuvem v programu Plaxis

Pro potvrzení hypotézy o vytvoření smykové plochy v jílovité vrstvě měkké až kašovité konzistence byl z poskytnutých podkladů sestaven 2D model svahu v programu Plaxis. Rozměry modelu jsou 50 m ve směru osy x a 10 m ve směru osy y. Na obrázku 44 je vidět geologický profil přiřazený 2D modelu. Parametry zemin z geologického profilu udává tabulka 7. Použité hodnoty byly získány z poskytnutých podkladů viz. tabulka 4 „Geotechnické charakteristiky zastižených zemin“. Hodnoty filtračního součinitele, které tabulka 4 neudává, byly odhadnuty z tabulky 4-27 Orientační hodnoty propustnosti [18].

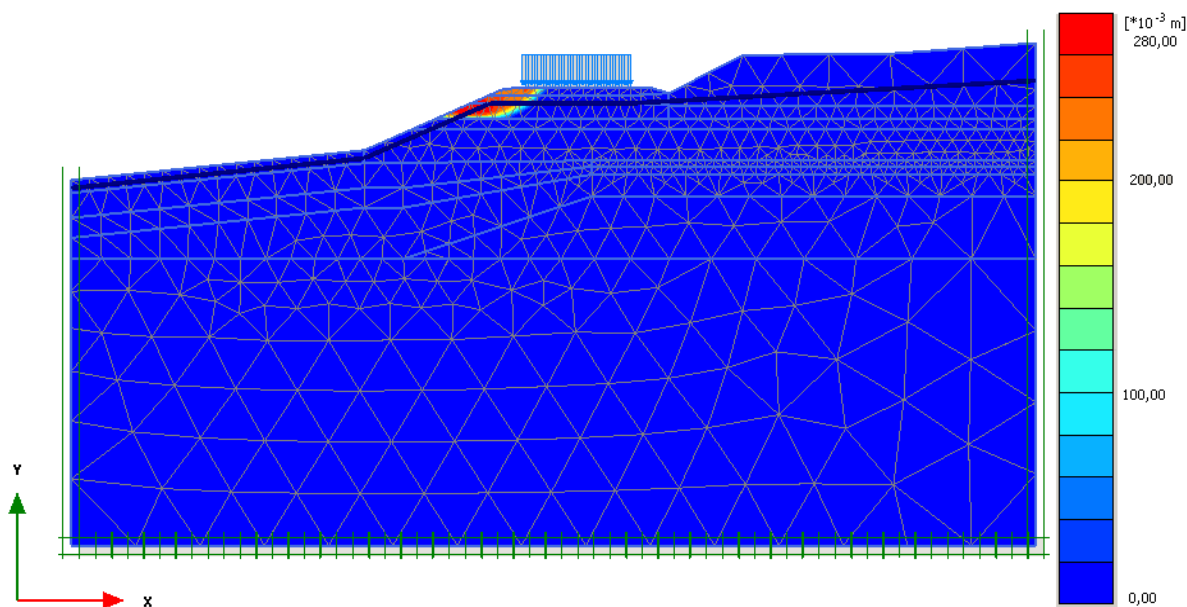


Obrázek 44. Přiřazení zemin jednotlivým vrstvám 2D modelu svahu v programu Plaxis.

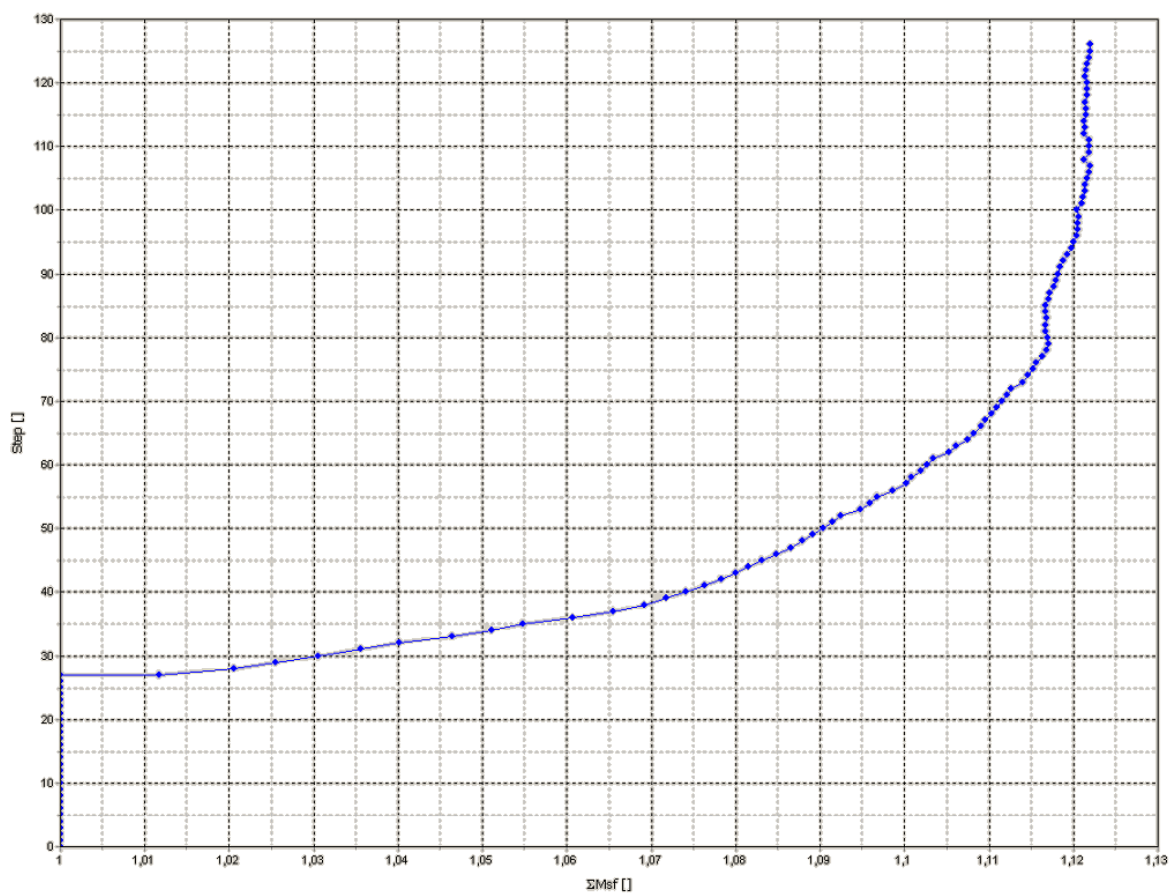
Zemina	γ [kN/m ³]	γ_{stat} [kN/m ³]	E' [MPa]	ν' [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	k [m/s]
Asfalt	25,00	26,00	50,00	0,20	38,50	0,00	5,00E-04
Podkladní štěrk	20,00	21,00	100,00	0,20	38,50	0,00	5,00E-04
1.2 (F3) tuhá až pevná	18,00	19,00	8,00	0,35	26,00	13,00	1,00E-07
2.1 (F4) pevná	18,50	19,50	6,00	0,35	23,00	16,00	1,00E-08
2.2a (F6Cl) tuhá	21,00	22,00	3,50	0,40	20,00	16,00	1,00E-10
2.2b (F6Cl) pevná	21,00	22,00	4,00	0,40	20,00	20,00	1,00E-10
2.3a (F8CH) měkká až kašovitá	20,50	21,50	1,00	0,42	13,00	2,00	1,00E-10
2.3a (F8CH) tuhá	20,50	21,50	3,00	0,42	17,00	8,00	1,00E-10
2.3b (F8CH) pevná	20,50	21,50	6,00	0,40	17,00	20,00	1,00E-10
3.1 (F8CH) pevná	20,50	21,50	6,00	0,40	17,00	20,00	1,00E-10
3.2 (R4)	22,00	22,00	70,00	0,25	22,00	500,00	1,00E-09

Tabulka 7. Charakteristické hodnoty zemín z geologického profilu pro model v programu Plaxis.

Pro zeminy byl zvolen materiálový model Mohr-Coulomb. Výpočet stability proběhl na základě ϕ/c redukce popsané v kapitole 2.4.3. Metody řešení napjatosti a deformace zemního tělesa. Pro výpočet byla zvolena varianta s postupným snižováním pevnostních parametrů zeminy a rozhraní. Výsledná smyková plocha je zobrazena na obrázku 45. Vypočtený stupeň stability svahu před sesuvem byl 1,122, tedy menší než hodnota 1,5 požadovaná ČSN 73 6133. Průběh výpočtu stupně stability je zachycen na obrázku 46. Celý výpočet stability svahu před sesuvem v programu Plaxis je součástí přílohy diplomové práce číslo 10.



Obrázek 45. Průběh smykové plochy.



Obrázek 46. Průběh výpočtu stupně stability.

6. NÁVRH A REALIZACE SANAČNÍCH OPATŘENÍ

Jak bylo popsáno v předchozí kapitole, iniciátorem sesuvu byla povrchová voda hromadící se v nefunkčním příkopu a prosakující do jílovitých vrstev, čímž se změnila konzistence dotčených jílu na velmi měkkou až kašovitou. Po této jílovité vrstvě měkké až kašovitě konzistence pak došlo k sesutí.

Pro takový případ sesuvu se nabízí řešení pomocí zatěžovací lavice, stabilizací zeminy měkké až kašovité konzistence například vápnem nebo náhrada zeminy měkké až kašovité konzistence jinou vhodnou zeminou.

Sanace zhotovením zatěžovací lavice však byla zavrhnuta hned z několika důvodů. Smyková plocha, po které došlo k sesutí náspu pozemní komunikace, je poměrně vysoko nad terénem. Tento fakt by znamenal realizaci zatěžovací lavice značných rozměrů. Tedy nutnost navedení poměrně velkého množství zeminy. Zároveň by došlo k záboru poměrně širokého pruhu přilehlého pole. Navíc by se neodstranily příčiny sesuvu jako takového, tedy vrstva zeminy kašovité konzistence a následně by mohlo dojít k dalšímu sesuvu.

Varianta stabilizace zeminy měkké až kašovité konzistence se sice jeví jako vhodná, protože by odstranila příčinu sesuvu, ale v případě, že by došlo k opětovnému zanesení příkopu a voda by opět pronikala do podloží, není možné zaručit, že by zase nedošlo ke změně konzistence zeminy a dalšímu sesuvu.

Po zvážení předchozích variant byl zvolen třetí způsob sanace, nahrazení vrstvy neúnosné zeminy měkké až kašovité konzistence jinou vhodnou zeminou, pro účely výpočtu byl zvolen šterk viz. Výpočet stability svahu po sanaci v programu GEO5, který je součástí přílohy 13. Toto řešení je možné i díky tomu, že kubatura odtěžované zeminy dosahuje přibližně 400 m^3 , tedy hodnoty neznamenantující závratné finanční náklady. Navrhované řešení odstraňuje příčiny sesuvu a zároveň neklade žádné nároky na pozemky přilehlé k tělesu pozemní komunikace. Položený geokompozit navíc zajistí, že v případě nefunkčnosti odvodňovacího příkopu a trativodu by byla zemina tělesa náspu alespoň částečně odvodněna.

Z navrhovaného řešení vyplývá, že jako úplně první sanační opatření je třeba provést obnovení příkopu, aby se zamezilo dalšímu pronikání vody do tělesa náspu pozemní

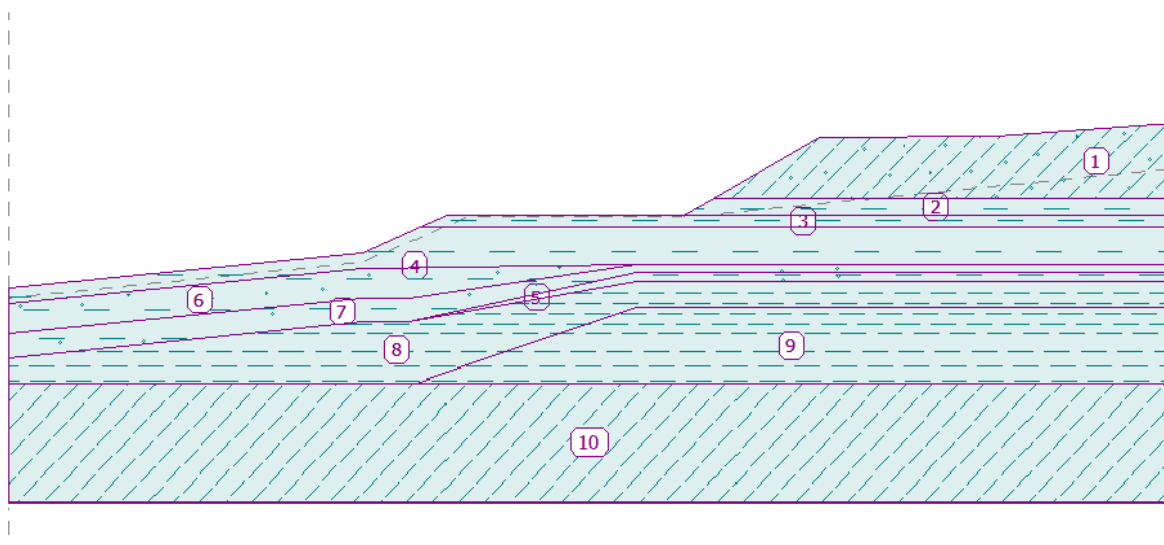
komunikace. Současně by měl být realizován příkop na koruně svahu nad komunikací, aby byl zajištěn odvod srážkové vody z pole nad komunikací po dobu rekonstrukce. Dále by měly začít práce na odstranění porušených vrstev vozovky a následné odtěžení vrstvy jílu měkké až kašovité konzistence do hloubky 1,6 m. Odtěžená vrstva jílu bude následně nahrazena jinou dostatečně únosnou zeminou dle finálního návrhu, která bude pokládána až na geokompozit se separačními a drenážními vlastnostmi. Na tuto vrstvu budou položeny nové vrstvy vozovky, zrealizuje se definitivní tvar příkopu a vybavení pozemní komunikace.

Výkres svahu náspu po zhotovení sanačních opatření je umístěn v příloze diplomové práce číslo 15.

Pro ověření, zda je z hlediska stability svahu možné provést odtěžení zeminy na požadovanou úroveň 1,6 m od původní úrovně vozovky, byly sestaveny 2D modely svahu v programu GEO5 a Plaxis.

6.1. Výpočet stability svahu po zhotovení odřezu v programu GEO5

Model pro výpočet stability svahu po odtěžení je zobrazen na obrázku 47. Parametry zemin tohoto modelu jsou v tabulce 8. Hodnoty z této tabulky byly převzaty z poskytnutých podkladů viz. tabulka 4 „Geotechnické charakteristiky zastižených zemin“.



Obrázek 47. Přiřazení zemin jednotlivým vrstvám 2D modelu svahu v programu GEO5.

Oblast	Přiřazená zemina
> 1	1.2 (F3) tuhá až pevná
2	2.3a (F8CH) měkká až kašovitá
3	2.3a (F8CH) tuhá
4	2.3b (F8CH) pevná
5	2.2a (F6CI) tuhá
6	2.1 (F4) pevná
7	2.2b (F6CI) pevná
8	3.1 (F8CH) pevná
9	3.2 (R4)
10	3.2 (R4)

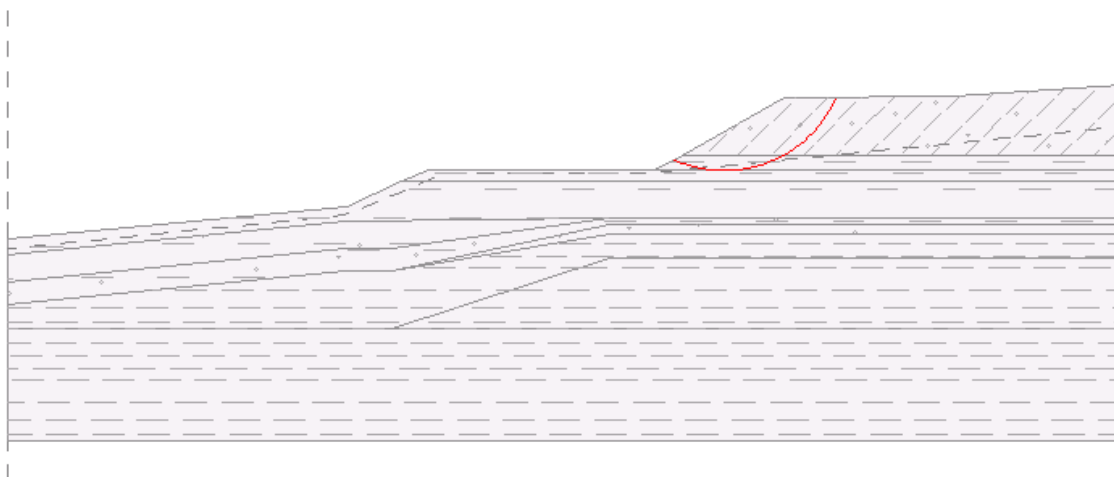
Obrázek 48. Přiřazení zemin jednotlivým vrstvám 2D modelu svahu v programu GEO5.

Zemina	γ [kN/m ³]	γ_{stat} [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]
1.2 (F3) tuhá až pevná	18,00	-	-	60,00
2.1 (F4) pevná	18,50	-	-	60,00
2.2a (F6CI) tuhá	21,00	-	-	50,00
2.2b (F6CI) pevná	21,00	-	-	80,00
2.3a (F8CH) měkká až kašovitá	20,50	-	-	5,00
2.3a (F8CH) tuhá	20,50	-	-	40,00
2.3b (F8CH) pevná	20,50	-	-	80,00
3.1 (F8CH) pevná	20,50	-	-	80,00
3.2 (R4)	22,00	22,00	22,00*	500,00*

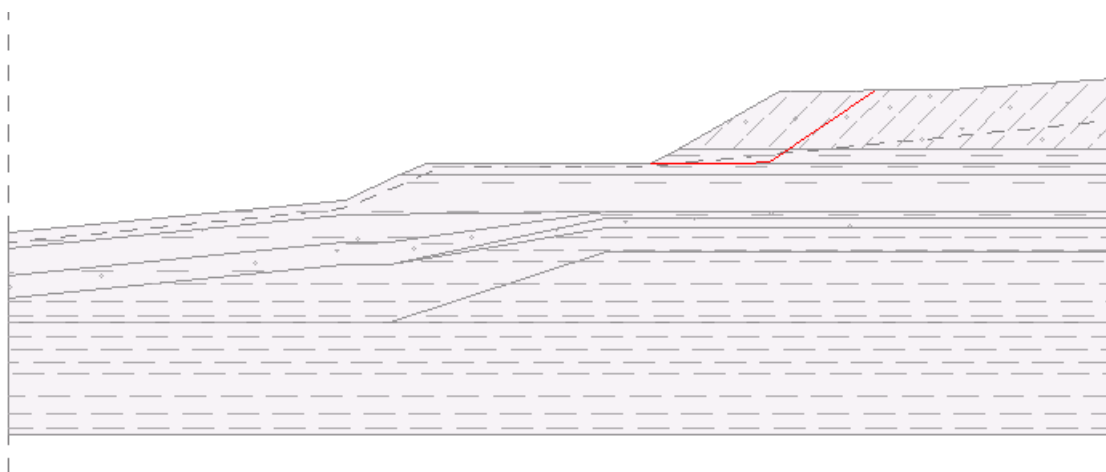
* označuje efektivní hodnoty

Tabulka 8. Charakteristické hodnoty zemin z geologického profilu pro model v programu GEO5.

Výpočtem podle Bishopa byla stanovena nejnebezpečnější kruhová smyková plocha zobrazená na obrázku 49. Obrázek 50 zachycuje nejnebezpečnější polygonální smykovou plochu podle Sarma. Využití dle návrhového přístupu DA3 vyšlo pro kruhovou smykovou plochu 38,2 % a stupeň stability pro tuto plochu vyšel 3,68. Pro polygonální smykovou plochu vyšlo využití dle návrhového přístupu DA3 38,5 %. Stupeň stability pro polygonální smykovou plochu vyšel 3,63. Při odtěžování by tedy nemělo hrozit nebezpečí dalšího sesuvu. Celý výpočet stability svahu po odtěžení v programu GEO5 je součástí přílohy 11.



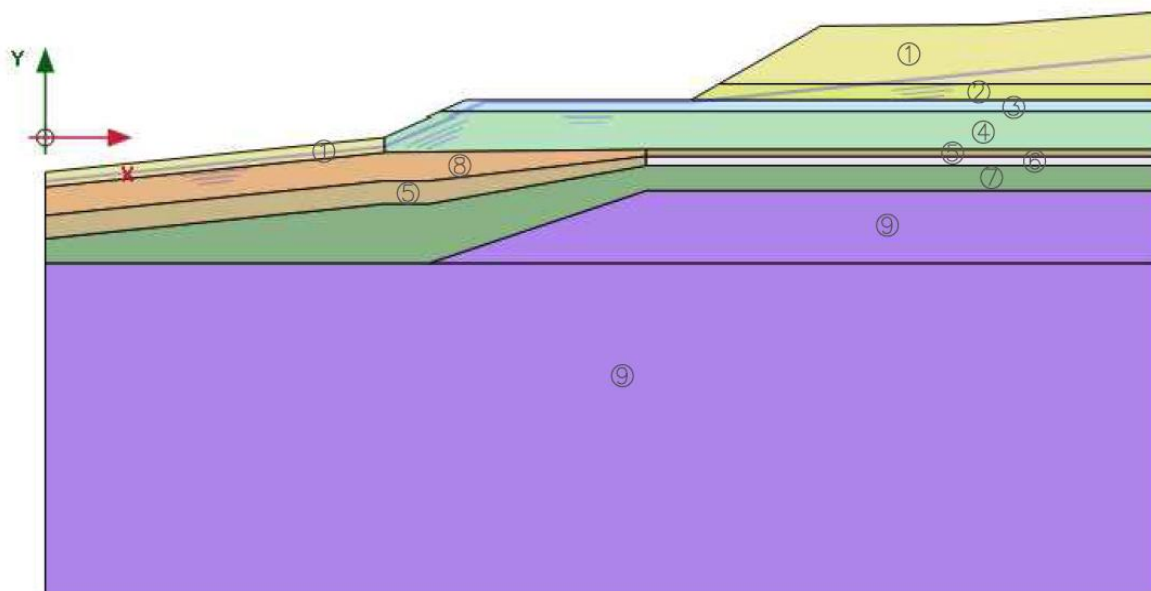
Obrázek 49. Kruhová smyková plocha dle Bishopa ve fázi odtěžení.



Obrázek 50. Polygonální smyková plocha dle Sarma ve fázi odtěžení.

6.2. Výpočet stability svahu po zhotovení odřezu v programu Plaxis

Výpočtový model pro posouzení stability svahu v programu Plaxis je uveden na obrázku 51. Rozměry modelu jsou 50 m ve směru osy x a 10 m ve směru osy y. Parametry zemin z geologického profilu udává tabulka 9. Použité hodnoty byly získány z poskytnutých podkladů viz. tabulka 4 „Geotechnické charakteristiky zastižených zemin“. Hodnoty filtračního součinitele, které tabulka 4 neudává, byly odhadnuty z tabulky 4-27 Orientační hodnoty propustnosti [18].



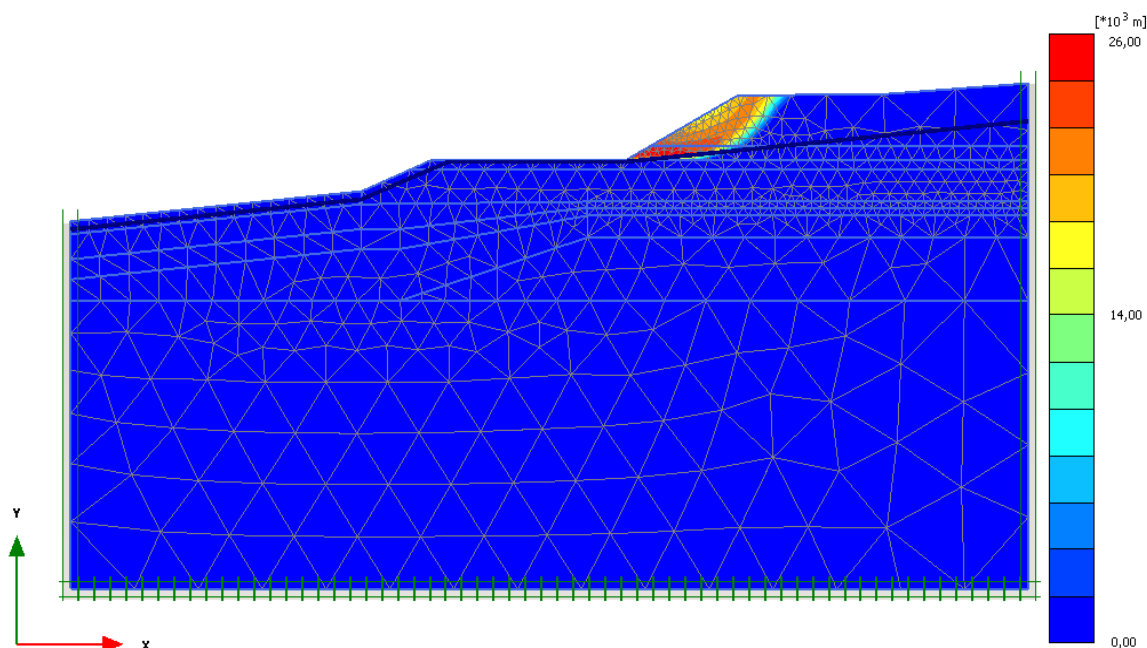
- | | |
|--|--|
| 1.  1.2 (F3) | 6.  2.2a (F6CI) |
| 2.  2.3a kašovitá | 7.  3.1 (F8CH) |
| 3.  2.3a (F8CH) | 8.  2.1 (F4) |
| 4.  2.3b (F8CH) | 9.  3.2 (R4) |
| 5.  2.2b (F6CI) | |

Obrázek 51. Přiřazení zemin jednotlivým vrstvám 2D modelu svahu v programu Plaxis.

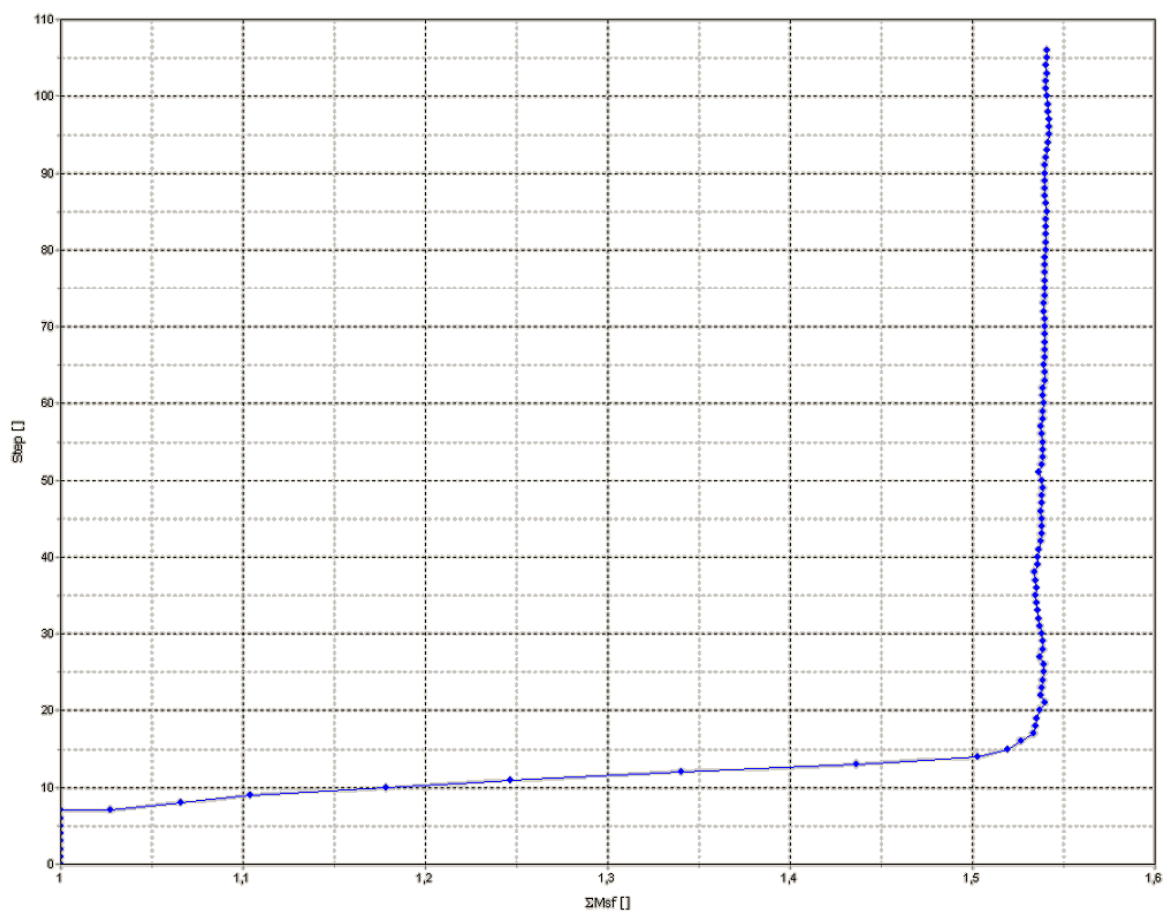
Zemina	γ [kN/m ³]	γ_{stat} [kN/m ³]	E' [MPa]	ν' [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	k [m/s]
1.2 (F3) tuhá až pevná	18,00	19,00	8,00	0,35	26,00	13,00	1,00E-07
2.1 (F4) pevná	18,50	19,50	6,00	0,35	23,00	16,00	1,00E-08
2.2a (F6Cl) tuhá	21,00	22,00	3,50	0,40	20,00	16,00	1,00E-10
2.2b (F6Cl) pevná	21,00	22,00	4,00	0,40	20,00	20,00	1,00E-10
2.3a (F8CH) měkká až kašovitá	20,50	21,50	1,00	0,42	13,00	2,00	1,00E-10
2.3a (F8CH) tuhá	20,50	21,50	3,00	0,42	17,00	8,00	1,00E-10
2.3b (F8CH) pevná	20,50	21,50	6,00	0,40	17,00	20,00	1,00E-10
3.1 (F8CH) pevná	20,50	21,50	6,00	0,40	17,00	20,00	1,00E-10
3.2 (R4)	22,00	22,00	70,00	0,25	22,00	500,00	1,00E-09

Tabulka 9. Charakteristické hodnoty zemín z geologického profilu pro model v programu Plaxis.

Pro zeminy byl zvolen materiálový model Mohr-Coulomb. Výpočet stability proběhl na základě ϕ/c redukce. Pro výpočet byla zvolena varianta s postupným snižováním pevnostních parametrů zeminy a rozhraní. Výsledná smyková plocha je zobrazena na obrázku 52. Vypočtený stupeň stability svahu po odtěžení je 1,541, tedy vyšší než hodnota 1,5 požadovaná ČSN 73 6133. Průběh výpočtu stupně stability je zachycen na obrázku 53. Celý výpočet stability svahu po odtěžení v programu Plaxis je součástí přílohy 12.



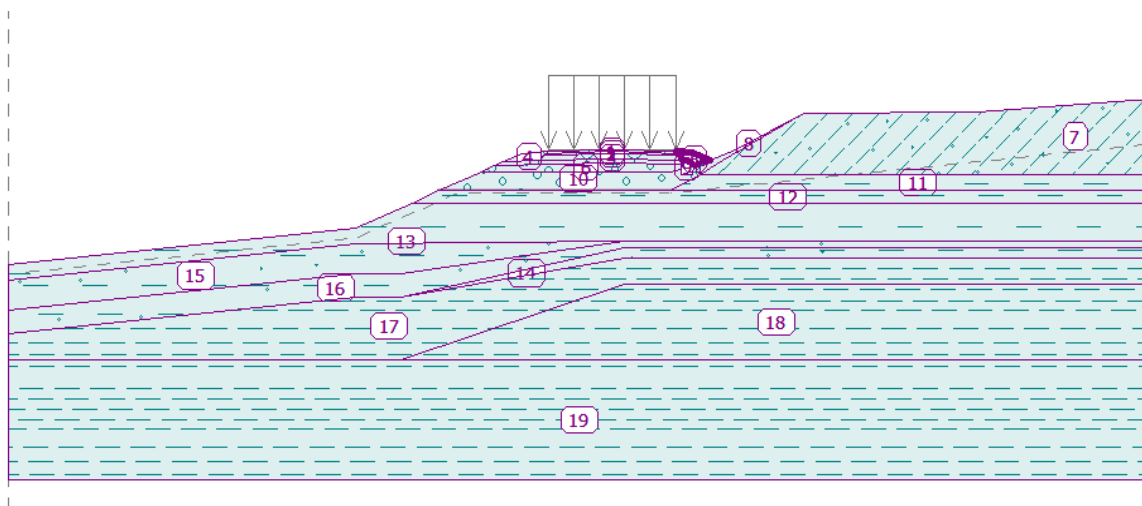
Obrázek 52. Průběh smykové plochy.



Obrázek 53. Průběh výpočtu stupně stability.

6.3. Výpočet stability svahu po sanaci v programu GEO5

Model pro ověření stability svahu po realizaci sanačních opatření je znázorněn na obrázku 55. Parametry zemin tohoto modelu jsou v tabulce 10. Hodnoty z této tabulky byly převzaty z poskytnutých podkladů viz. tabulka 4 „Geotechnické charakteristiky zastižených zemin“.



Oblast	Přiřazená zemina
1	Asfalt
2	OKI 90
3	ŠD
4	Třída G2, ulehlá
5	Třída G2, ulehlá
6	Podkladní štěrk
7	1.2 (F3) tuhá až pevná
8	1.2 (F3) tuhá až pevná
9	ŠD
10	Štěrk pro nahrazení jílu měkké
11	2.3a (F8CH) měkká až kašovitá
12	2.3a (F8CH) tuhá
13	2.3b (F8CH) pevná
14	2.2a (F6CI) tuhá
15	2.1 (F4) pevná
16	2.2b (F6CI) pevná
17	3.1 (F8CH) pevná
18	3.2 (R4)
19	3.2 (R4)

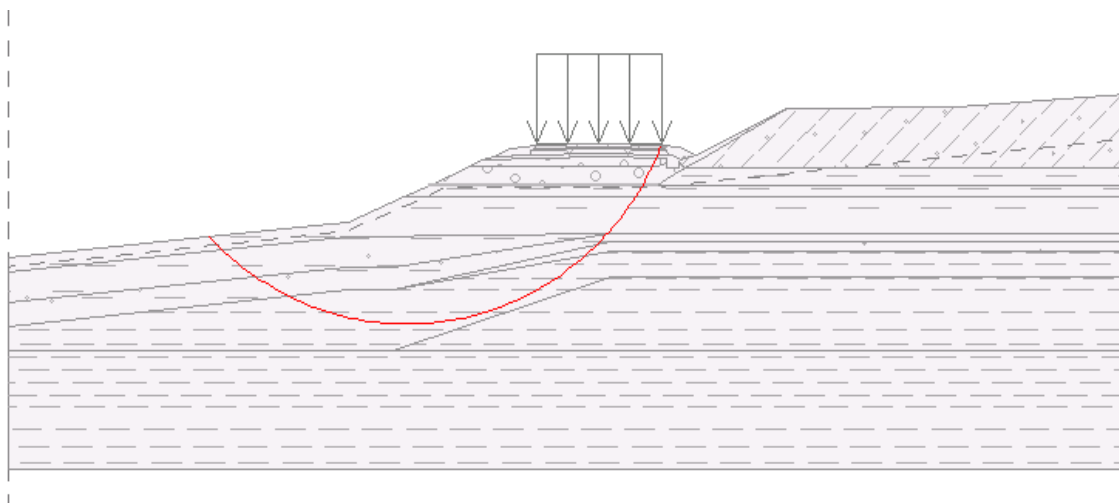
Obrázek 54. Přiřazení zemin jednotlivým vrstvám 2D modelu svahu v programu GEO5.

Zemina	γ [kN/m ³]	γ_{stat} [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]
Asfalt	25,00	26,00	38,50*	0,00*
Podkladní štěrk	20,00	21,00	38,50*	0,00*
OKI 90	20,00	21,00	33,00*	0,00*
ŠD	21,00	22,00	36,00*	0,00*
Třída G2, ulehlá	20,00	22,00	38,50*	0,00*
Štěrk pro nahrazení kašovitě konzistence	21,00	22,00	36,00*	0,00*
1.2 (F3) tuhá až pevná	18,00	-	-	60,00
2.1 (F4) pevná	18,50	-	-	60,00
2.2a (F6CI) tuhá	21,00	-	-	50,00
2.2b (F6CI) pevná	21,00	-	-	80,00
2.3a (F8CH) měkká až kašovitá	20,50	-	-	5,00
2.3a (F8CH) tuhá	20,50	-	-	40,00
2.3b (F8CH) pevná	20,50	-	-	80,00
3.1 (F8CH) pevná	20,50	-	-	80,00
3.2 (R4)	22,00	22,00	22,00*	500,00*

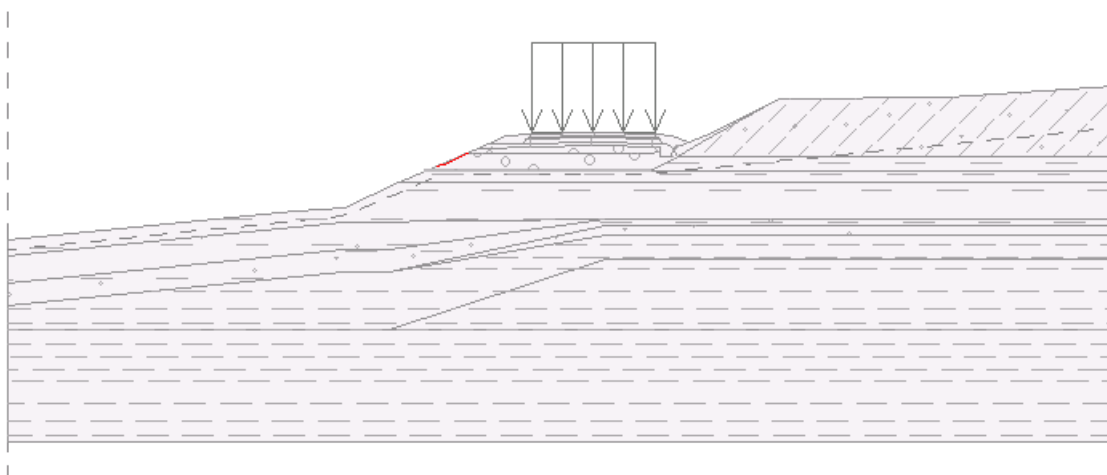
* označuje efektivní hodnoty

Tabulka 10. Charakteristické hodnoty zemin z geologického profilu pro model v programu GEO5.

Při posouzení stability sanovaného svahu vyšla nejnebezpečnější kruhová smyková plocha, pro řešení pomocí optimalizace, v místě znázorněném na obrázku 55. Vypočítané využití podle návrhového přístupu DA3 bylo 29,5 % a vypočtený stupeň stability byl 4,98. Při hledání lokálního minima pak vyšla nejnebezpečnější kruhová smyková plocha dle Bishopa a nejnebezpečnější polygonální smyková plocha dle Sarma ve stejném místě zobrazeném na obrázku 56. Vypočítané využití podle návrhového přístupu DA3 bylo shodně 75 % pro obě smykové plochy a vypočtený stupeň stability byl 1,66. Je tedy možné říci, že navrhovaná sanační opatření jsou dostatečná. Celý výpočet stability svahu po sanaci je součástí přílohy diplomové práce číslo 13.



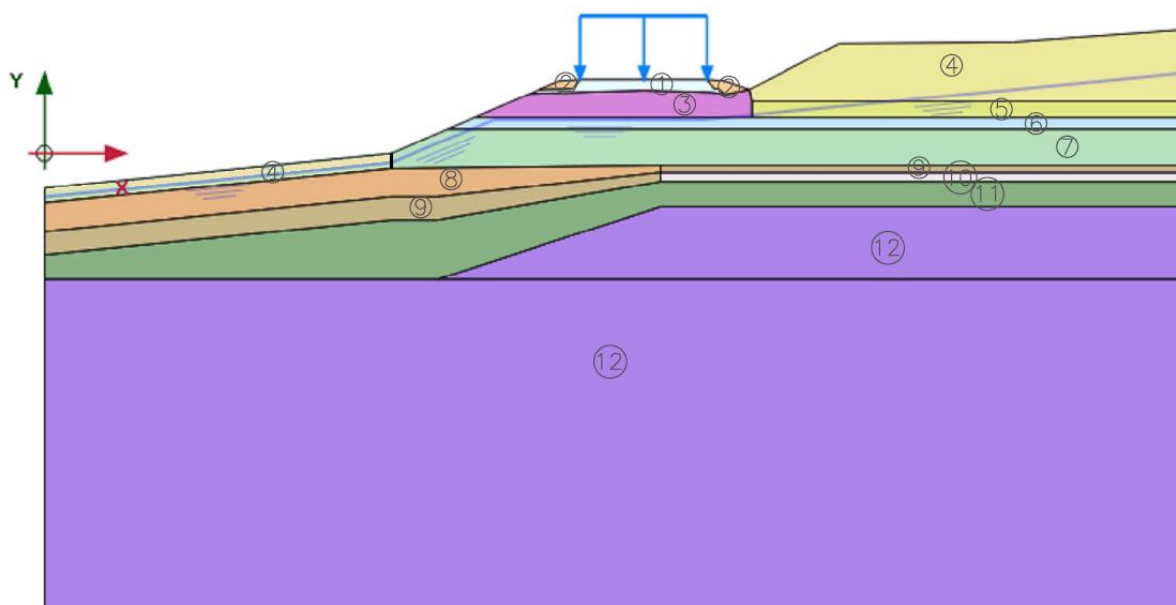
Obrázek 55. Kruhová smyková plocha získaná výpočtem pomocí optimalizace pro sanovaný svah v programu GEO5.



Obrázek 56. Kruhová a polygonální smyková plocha vyšly pro sanovaný svah posuzovaný v programu GEO5 ve stejném místě.

6.4. Výpočet stability svahu po sanaci v program Plaxis

Výpočtový model pro posouzení stability svahu po realizaci sanačních opatření v programu Plaxis je zobrazen na obrázku 57. Rozměry modelu jsou 50 m ve směru osy x a 10 m ve směru osy y. Kvůli problémům s vytvořením sítě konečných prvků byly vrstvy nové vozovky sjednoceny do jedné vrstvy. Zemina v této sjednocené vrstvě byla definována jako štěrkodrt'. Parametry zemin z geologického profilu udává tabulka 11. Použité hodnoty byly získány z poskytnutých podkladů viz. tabulka 4 „Geotechnické charakteristiky zastižených zemin“. Hodnoty filtračního součinitele, které tabulka 4 neudává, byly odhadnuty z tabulky 4-27 Orientační hodnoty propustnosti [18].



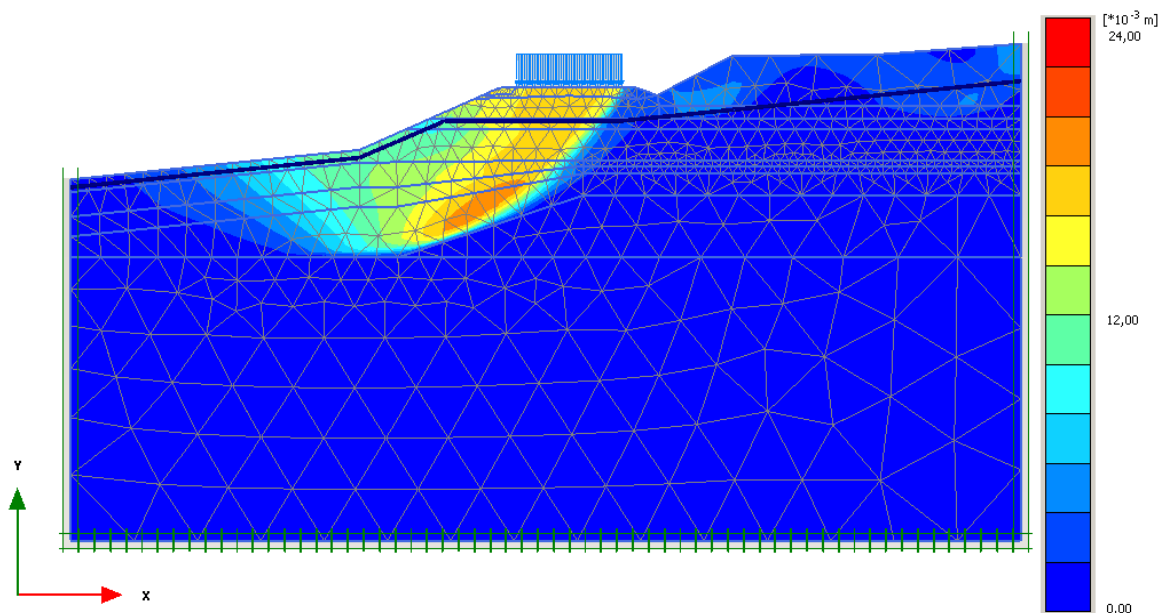
- | | |
|--|---|
| 1.  šd | 7.  2.3b (F8CH) |
| 2.  G2 uhlá | 8.  2.1 (F4) |
| 3.  Štěr pro nahrazení kašovitě konzistence | 9.  2.2b (F6CI) |
| 4.  1.2 (F3) | 10.  2.2a (F6CI) |
| 5.  2.3a kašovitá | 11.  3.1 (F8CH) |
| 6.  2.3a (F8CH) | 12.  3.2 (R4) |

Obrázek 57. Přiřazení zemin jednotlivým vrstvám 2D modelu svahu v programu Plaxis.

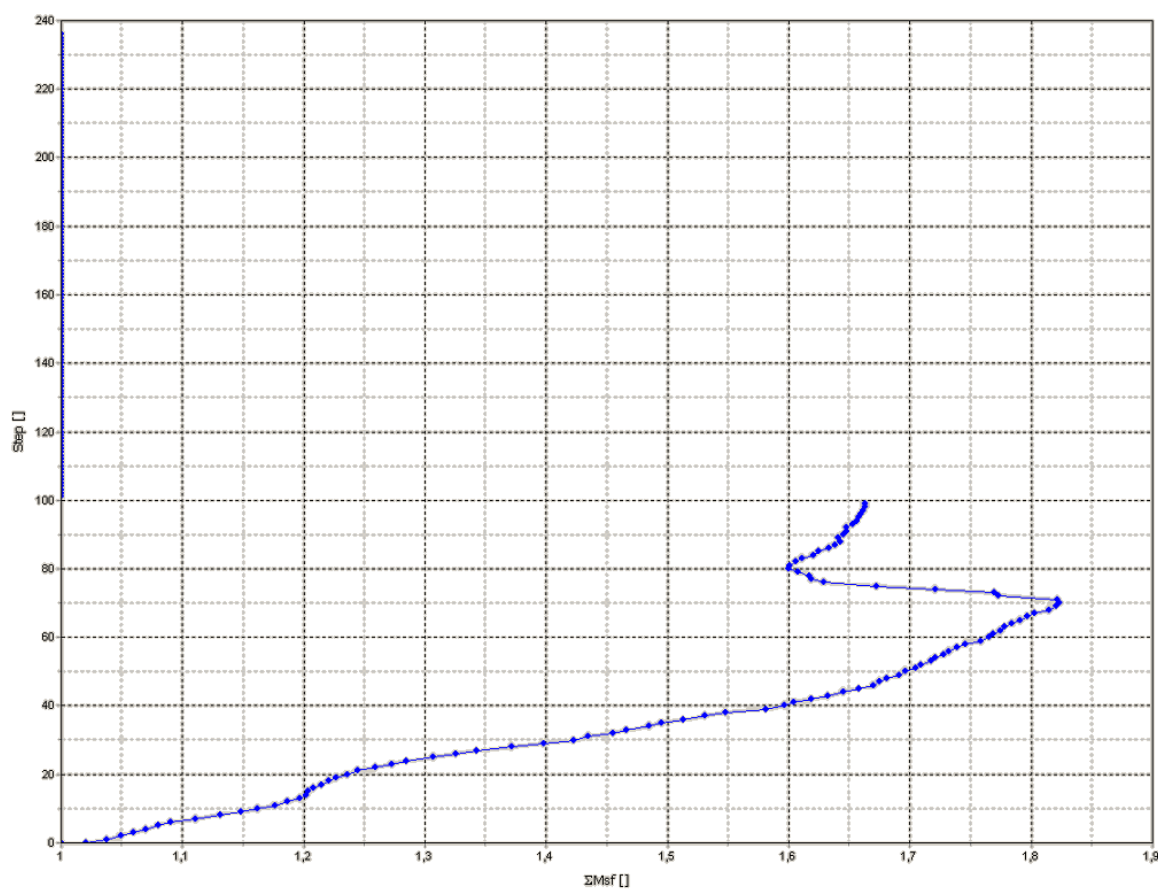
Zemina	γ [kN/m ³]	γ_{stat} [kN/m ³]	E' [MPa]	ν' [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	k [m/s]
ŠD	21,00	22,00	100,00	0,20	36,00	0,00	5,00E-04
G2 ulehlá	20,00	21,00	100,00	0,20	38,50	0,00	5,00E-04
Štěrk pro nahrazení kašovité konzistence	21,00	22,00	100,00	0,00	36,00	0,00	1,00E-03
1.2 (F3) tuhá až pevná	18,00	19,00	8,00	0,35	26,00	13,00	1,00E-07
2.1 (F4) pevná	18,50	19,50	6,00	0,35	23,00	16,00	1,00E-08
2.2a (F6Cl) tuhá	21,00	22,00	3,50	0,40	20,00	16,00	1,00E-10
2.2b (F6Cl) pevná	21,00	22,00	4,00	0,40	20,00	20,00	1,00E-10
2.3a (F8CH) měkká až kašovitá	20,50	21,50	1,00	0,42	13,00	2,00	1,00E-10
2.3a (F8CH) tuhá	20,50	21,50	3,00	0,42	17,00	8,00	1,00E-10
2.3b (F8CH) pevná	20,50	21,50	6,00	0,40	17,00	20,00	1,00E-10
3.1 (F8CH) pevná	20,50	21,50	6,00	0,40	17,00	20,00	1,00E-10
3.2 (R4)	22,00	22,00	70,00	0,25	22,00	500,00	1,00E-09

Tabulka 11. Charakteristické hodnoty zemin z geologického profilu pro model v programu Plaxis.

Pro zeminy byl zvolen materiálový model Mohr-Coulomb. Výpočet stability proběhl na základě ϕ/c redukce. Pro výpočet byla zvolena varianta s postupným snižováním pevnostních parametrů zeminy a rozhraní. Výsledná smyková plocha je znázorněna na obrázku 58. Vypočtený stupeň stability svahu po odtěžení je 1,663, tedy vyšší než hodnota 1,5 požadovaná ČSN 73 6133. Průběh výpočtu stupně stability je zachycen na obrázku 59. Celý výpočet stability svahu po sanaci v programu Plaxis je součástí přílohy 14.



Obrázek 58. Průběh smykové plochy.



Obrázek 59. Průběh výpočtu stupně stability.

7. POSTUP SANACE

7.1. Odvod vody mimo území svahu postiženého sesuvem

Pro bezpečné odvedení vody mimo svah postižený sesuvem je zapotřebí, v počáteční fázi rekonstrukce, současný příkop pozemní komunikace zbavit veškeré vegetace a nánosů. Vzhledem k plánovanému odtěžování tělesa komunikace, které bude mít v konečné fázi za následek dočasné zrušení příkopu, by bylo vhodné, po předchozí domluvě s majitelem přilehlého pole nad pozemní komunikací, vytvořit druhý příkop na koruně svahu nad pozemní komunikací. Ten by měl v případě vydatnějších srážek v období rekonstrukce zadržet a odvést srážkovou vodu z pole nad pozemní komunikací.

7.2. Odtěžování tělesa komunikace a výstavba nového tělesa

Po zajištění odvodu vody z místa sesuvu budou odstraněny sesuvem porušené vrstvy vozovky. Vrstva asfaltu bude nejprve narušena pomocí bagru s impaktorem a následně odtěžena. Šterkovou vrstvu konstrukce vozovky by bylo vhodné odtěžit pokud možno samostatně, aby mohla být po recyklaci opět použita do zemního tělesa pozemní komunikace. Následně bude odtěžena vrstva jílu měkké až kašovitě konzistence. Předpokládaná výška odtěžovaného profilu je 1,6 m, měřeno od úrovně asfaltového krytu vozovky.

Po odtěžení bude povrch srovnán a provede se zkouška CBR. Požadovaná hodnota CBR je minimálně 10 % dle ČSN 73 6133. V případě, že hodnota CBR nebude vyhovovat požadavkům ČSN 73 6133, lze únosnost zvýšit pomocí zlepšování pojivy, pro náš případ, jílovitou zeminu, je vhodná úprava vápnem. Hodnota CBR pak musí splnit hodnoty požadované pro upravené zeminy v náspe tj. CBR min. 15 %.

Na upravený povrch bude provedena pokládka geokompozitu s vyhovujícími separačními a drenážními vlastnostmi. Samotné položení geokompozitu bude provedeno podle TP 97 – Geosyntetika v zemním tělese pozemní komunikace. Na geokompozit se rozprostře recyklovaný štěrk z původního zemního tělesa tak, aby nedošlo k porušení geokompozitu. Zhutnění vrstvy o mocnosti 300 mm se provede najednou pomocí tandemového vibračního válce na požadovanou hodnotu relativní ulehlosti $I_d = 0,75$ dle ČSN 72 1006. Na tuto vrstvu

bude provedena pokládka vhodné zeminy o celkové mocnosti 880 mm. Pokládka se provede po vrstvách o mocnosti cca 200–300 mm umožňující zhutnění na hodnoty požadované normou ČSN 72 1006 dle typu použité zeminy a jejího umístění v tělese násypu nebo v aktivní zóně tělesa násypu (tj. do hloubky 0,5 m pod zemní pláň). Za vhodnou zeminu se považuje zemina s dostatečnými smykovými parametry, zajišťující stabilitu svahu a zároveň splňující požadavky kontrolních zkoušek neupravených, případně upravených zemin dle ČSN 73 6133. Povrch poslední vrstvy bude střechovitý v základním sklonu zemní pláně 3 % dle ČSN 73 6101.

Při budování nového tělesa násypu pozemní komunikace je nutné zhotovit nejen nový odvodňovací příkop, ale také podélný trativod. Tato potřeba plyne z podmínky normy ČSN 73 6101 pro příkopy se dnem nad úrovní zemní pláně. Voda z trativodu bude na jeho konci vyvedena na povrch svahu tělesa násypu a současně bude v tomto místě povrch tělesa násypu zpevněn proti erozivní činnosti vody.

Na upravený povrch zemní pláně bude provedena pokládka jednotlivých vrstev vozovky navržené dle TP 170 – Navrhování vozovek pozemních komunikací.

7.3. Obnovení příkopu pozemní komunikace

Příkopy se dnem nad úrovní zemní pláně musí být dle ČSN 73 6101 realizovány vždy jako zpevněné. Pro zpevnění dna bude použita příkopová tvárnice TBM 11-56. Dalšími požadavky pro odvodňovací příkop dle ČSN 73 6101 jsou: minimální hloubka příkopu 300 mm, minimální podélný sklon příkopu 0,3 % a sklon svahů příkopu nejvíce 1:2,5.

8. ZÁVĚR

Diplomová práce s názvem: „Návrh sanace sesuvu“ se zabývá rozбором jednotlivých faktorů způsobujících sesouvání a popisuje i jednotlivé typy svahových pohybů. Pojednává také o jednotlivých způsobech sanací svahových pohybů. Obecně je rozděluje na ty, které snižují aktivní síly způsobující sesouvání a na ty, které zvyšují pasivní síly, tedy zvyšují odpor konstrukce (zemin svahu) proti usmyknutí. V neposlední řadě jsou zmíněny jednotlivé způsoby výpočtu stability svahu, včetně výpočtu podle dnes platné normy ČSN EN 1997 -1. Na základě těchto znalostí je potom analyzován samotný sesuv na silnici II. třídy na trase Koryčany – Jestřabice, jež je předmětem řešení této diplomové práce.

Pro zjištění příčin sesuvu svahu byly na základě podkladů z geotechnického průzkumu, zhotoveného firmou GEOSTAR, sestaveny 2D modely v programech GEO5 a Plaxis. Modely potvrdily prvotní hypotézu, že hlavní příčinou sesuvu je povrchová voda hromadící se v nefunkčním příkopu. V důsledku vsakování vody z příkopu do jílovité vrstvy v konstrukci náspu se změnila konzistence této vrstvy z tuhé na měkkou až kašovitou konzistenci. Tato změna konzistence pak v kombinaci se zatížením z povrchu komunikace způsobila sesuv svahu. Po zvážení všech aspektů navrhovaných sanačních opatření byla zvolena varianta náhrady jílovité vrstvy měkké až kašovité konzistence za jinou, vhodnou zeminu. Ověření proveditelnosti a funkčnosti navrhovaného sanačního opatření bylo opět provedeno na 2D modelech v programech GEO5 a Plaxis. Z provedených výpočtů na těchto modelech vyplynulo, že sanovaný svah je stabilní.

9. SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

- [1] Záruba, Quido, Mencl, Vojtěch. Sesuvy a zabezpečování svahů. 1. vydání. Academia, Československá akademie věd, Praha 1969.
- [2] Pašek, Jaroslav, Matula, Milan. Inženýrská geologie I. Česká Matice Technická, Praha 1995.
- [3] geologie.vsb.cz/svade/. Maschalko, Marian, doc. Ing. Ph.D. [online]. © Dostupné z <http://geologie.vsb.cz/svade/>.
- [4] Záruba, Quido, Mencl, Vojtěch. Sesuvy a zabezpečování svahů. 2. přepracované a doplněné vydání. Academia, Československá akademie věd, Praha 1987.
- [5] geology.cz/svahovenestability. Moravcová, Olga [online]. © [2007 - 2012]. Dostupné z <http://www.geology.cz/svahovenestability/pojmy>.
- [6] Maděra, Petr. Výroční zpráva České geologické služby 2010. Praha, Tiskové centrum České geologické služby, 2011. ISBN 978-80-7075-773-4.
- [7] Web.natur.cuni.cz/~bohac/. Boháč, Jan, Ing. [online]. © [2013]. Dostupné z <http://labmz1.natur.cuni.cz/~bhc/s/mz2/>.
- [8] Vaníček, Ivan. Mechanika zemin. Vydavatelství ČVUT, Praha 1996. ISBN 80-01-01437-1.
- [9] MESTOVSETÍN. Sanace sesuvu Bobrky - odvodnění parcely č. 12398, Vsetín. mestovsetin.cz [online]. ©2014 [cit. 2014-10-10]. Dostupné z: <http://www.mestovsetin.cz/sanace-sesuvu-bobrky-odvodneni-parcely-c-12398-vsetin/ds-19014/archiv=0&p1=6912>.
- [10] MUNOVÁPAKA. Sanace sesuvu svahu na hřišti Vrchovina. munovapaka.cz [online]. ©2010-2014 [cit. 2014-10-10]. Dostupné z: <http://www.munovapaka.cz/sanace-sesuvu-svahu-na-hristi-vrchovina/ds-27894/archiv=0>.
- [11] Turček, Peter. Zakládání staveb. Jaga group, Bratislava 2005. ISBN 80-8076-023-3.

- [12] Silnice-železnice. Sesuvy svahů ve výsypkách při stavbě dálnice D8 u Ústí nad Labem. Silnice-železnice.cz [online]. © 2002-2014 [cit. 2014-10-9]. Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/sesuvy-svahu-ve-vysypkach-pri-stavbe-dalnice-d8-u-usti-nad-labem/>.
- [13] SEŽEV-REKO. Obec Louka - sanace sesuvu cesty. sezev-reko.cz [online]. ©2011-2014 [cit. 2014-10-10]. Dostupné z: <http://www.sezev-reko.cz/obec-louka-sanace-sesuvu-cesty>.
- [14] AZSANACE. I/27 Březí u Čachrova, sanace sesuvu svahu. azsanace.cz [online]. ©2014 [cit. 2014-10-10]. Dostupné z: <http://www.azsanace.cz/i-27-brezi-u-cachrova-sanace-sesuvu-svahu.html>.
- [15] ZAKLÁDÁNÍ. Chabařovice - sanace sesuvu na severní straně svahů Rabenov. zakladani.cz [online]. ©2008-2014 [cit. 2014-10-10]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz/cz/chabarovice-sanace-sesuvu-na-severni-strane-svahu-rabenov>.
- [16] RSZK. Oprava silnice, kterou poškodil sesuv, v Senice. rszk.cz [online]. ©2011-2014 [cit. 2014-10-10]. Dostupné z: <http://www.rszk.cz/aktual09/tz0957.htm>.
- [17] ZNOJMOCITY. Sanace skalních stěn v údolí řeky Dyje. znojmocity.cz [online]. ©2014 [cit. 2014-10-11]. Dostupné z: <http://www.znojmocity.cz/sanace-skalnich-sten-v-udoli-reky-dyje/d-26308>.
- [18] Weiglová, Kamila. Mechanika zemin. Akademické nakladatelství CERM, Brno 2007. ISBN 978-80-7204-507-5
- [19] Academic Journals. Nomograms for calculating the safety factor of homogeneous earth dams in long-term stability. academicjournals.org [online]. © 2002-2014 [cit.2011-09]. Dostupné z: <http://www.academicjournals.org/journal/AJEST/article-abstract/2C0E85914840>.
- [20] Míča, Lumír. Zemní konstrukce (se zaměřením na dopravní stavby). Praha 2004.
- [21] Bond, Andrew a Andrew Harris. Decoding Eurocode 7. Abingdon: Taylor & Francis, 2008. ISBN13 978-0-415-40948-3.

- [22] Plaxis 2D. Reference manual anniversary edition. plaxis.nl [online]. ©2014 [cit. 2014-10-8]. Dostupné z: <http://www.plaxis.nl/plaxis2d/manuals/>.
- [23] Seznam.cz. mapy.cz [online]. © [1996–2014]. Dostupné z <http://www.mapy.cz>.
- [24] Moravské karpáty.cz. Geomorfologie. Hruban, Robert, ing [online]. © [2007-2012]. Dostupné z <http://www.moravske-karpaty.cz>.
- [25] Podklady poskytnuté společností GEOSTAR, s.r.o. - Závěrečná zpráva.
- [26] geology.cz. Mapový server ČGS. Fiferna, Patrik, Ing [online]. © [2013].
- [27] Podklady poskytnuté společností GEOSTAR, s.r.o. - Výkresy.
- [28] Podklady poskytnuté společností GEOSTAR, s.r.o. - Geologická dokumentace vrtů.
- [29] Podklady poskytnuté společností GEOSTAR, s.r.o. - Dokumentace penetračních zkoušek.
- [30] Podklady poskytnuté společností GEOSTAR, s.r.o. - Laboratorní rozbor zemin.
- [31] Podklady poskytnuté společností GEOSTAR, s.r.o. - Laboratorní rozbor vody.
- [32] Podklady poskytnuté společností GEOSTAR, s.r.o. - Fotodokumentace sesuvu svahu.

10. SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

Řešení stability svahu

Symboly

c	soudržnost (koheze) zeminy
φ	úhel vnitřního tření zeminy
τ	smyková pevnost
σ	normálové napětí působící kolmo na smykovou plochu porušení

Indexy

u	totální parametry
ef	efektivní parametry
f	vrcholová hodnota
r	reziduální parametry

Metoda mezní rovnováhy

Symboly

F	stupeň stability
τ	smyková pevnost
s	mobilizovaná smyková pevnost
c	soudržnost (koheze) zeminy
σ	normálové napětí působící kolmo na smykovou plochu porušení

φ úhel vnitřního tření zeminy

u pórový tlak

tg funkce tangens

Indexy

max maximální hodnota

u totální parametry

ef efektivní parametry

Kruhové smykové plochy

W tíha kruhové výseče, tíha proužku zeminy

x rameno ke středu kruhové výseče

R poloměr kruhové smykové plochy

L délka kruhové smykové plochy

F stupeň stability

τ smyková pevnost

s mobilizovaná smyková pevnost

c soudržnost (koheze) zeminy

σ normálové napětí působící kolmo na smykovou plochu porušení

φ úhel vnitřního tření zeminy

u pórový tlak

O střed kruhové smykové plochy

N	normálová smyková síla na smykové ploše
sin	funkce sinus
tg	funkce tangens
cos	funkce kosinus
X	svislé síly mezi proužky
α	odklon normálové síly od svislice
b	šířka proužku zeminy
sec	funkce sekans

Indexy

u	totální parametry
ef	efektivní parametry
n	pořadí proužku

Rovinné smykové plochy

Symboly

W	tíha zeminy v proužku
β	odklon smykové plochy od horizontály
s	mobilizovaná smyková pevnost
l	délka smykové plochy proužku
c	soudržnost (koheze) zeminy
φ	úhel vnitřního tření zeminy

F	stupeň stability
σ	normálové napětí
z	hloubka smykové plochy
b	šířka proužku
γ	objemová tíha zeminy
N	normálová síla
u	pórový tlak
sin	funkce sinus
tg	funkce tangens
cos	funkce kosinus

Indexy

u	totální parametry
ef	efektivní parametry

Obecné smykové plochy

Symboly

n	počet
N	normálové síly
S	tangenciální smykové síly
E	vodorovné síly mezi proužky
X	svislé síly mezi proužky

d	vzdálenost působišť normálových sil od kraje proužků
z	svislá vzdálenost vodorovných sil od smykové plochy
F	stupeň stability
H	podmínka ve vodorovném směru
V	podmínka ve svislém směru
M	momentová podmínka k působišti normálové síly
S	Mohr-Coulombovo kritérium pro každý proužek
W	tíha aktivního klínu
U	pórový tlak působící na smykovou plochu
c	soudržnost (koheze) zeminy
l	délka smykové plochy klínu
θ	úhel odchýlení výslednice tření od kolmice
φ	úhel vnitřního tření zeminy
tg	funkce tangens
δ	úhel odchýlení výslednice sil na dělicí rovině od kolmice na dělicí rovinu

Indexy

i	pořadí dané hodnoty
ef	efektivní parametry

ČSN EN 1997 - 1

Symboly

DA	návrhový přístup
γ	dílčí součinitel pro jednotlivé návrhové přístupy, objemová tíha zeminy
N	číslo stability
φ	úhel smykového odporu
F	stupeň bezpečnosti
c'	efektivní soudržnost (koheze) zeminy
H	výška svahu
β	úhel sklonu svahu
r_u	parametr pórového tlaku
E	účinky zatížení
R	únosnost zeminy
M	moment
W	vlastní tíha proužku
Q	přetížení působící na proužku
α	úhel mezi základnou řezu a horizontálou
b	šířka proužku
u	pórový tlak

Indexy

k	charakteristická hodnota
---	--------------------------

d	návrhová hodnota
i	pořadí proužku
G	tíhy
c	soudržnosti (koheze) zeminy
φ	úhlu vnitřního tření
Re	odolnosti

Metoda řešení napjatosti a deformace zemního tělesa

Symboly

φ	úhel vnitřního tření zeminy
c	soudržnost (koheze) zeminy
ψ	úhel dilatance
$\sum M_{sf}$	celkový násobitel
SF	stupeň stability
tan	funkce tangens

Geotechnický průzkum

Symboly

V	jádrový vrt
P	penetrační sonda
GT	geotechnický typ
IBI	okamžitý index únosnosti

11. SEZNAM PŘÍLOH

1. Geologická dokumentace vrtů
2. Dokumentace penetračních zkoušek
3. Laboratorní rozbor zemin
4. Laboratorní rozbor vody
5. Tabulka geotechnických charakteristik zastižených zemin
6. Tabulka výsledků zkoušek Proctor standard a IBI
7. Výkres situace – formát A3
8. Výkres příčného řezu s geologickými vrstvami – formát A3
9. Výpočet stability svahu před sesuvem v programu GEO5
10. Výpočet stability svahu před sesuvem v programu Plaxis
11. Výpočet stability svahu po zhotovení odřezu v programu GEO5
12. Výpočet stability svahu po zhotovení odřezu v programu Plaxis
13. Výpočet stability svahu po sanaci v programu GEO5
14. Výpočet stability svahu po sanaci v programu Plaxis
15. Výkres příčného řezu po sanaci – formát A2