



ZPRÁVA č. UK-SZDC-17-01-Rev. 0

Stabilitní posouzení pro výběr vhodné varianty překlenutí sesuvem porušeného úseku v km 24,200 – 24,400 na trati Řetenice – Lovosice

Název zakázky:	Stabilitní posouzení pro výběr vhodné varianty překlenutí sesuvem porušeného úseku v km 24,200 – 24,400 na trati Řetenice – Lovosice
Zpracovatel:	Přírodovědecká Fakulta Univerzity Karlovy Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užitá geofyziky Albertov 6, 128 43, Praha 2
Zpracoval:	doc. RNDr. David Mašín, M.Phil., Ph.D.
Zadavatel:	Správa železniční dopravní cesty, státní organizace Stavební správa západ Sokolovská 278/1955 190 00 Praha 9 DIČ: CZ70994234
Číslo objednávky zadavatele:	17/618000059
Kontaktní osoba zadavatele:	ing. Luboš Redlich, SŽDC Stavební správa západ Sušická 25, Plzeň 32600
Datum zpracování:	10. 3. 2017

Obsah

1	Úvod.....	3
2	Podklady a literatura.....	3
3	Popis řešeného problému.....	4
4	Geologie zájmové oblasti	4
4.1	Vedení geologických řezů	4
4.2	Geologické řezy	5
4.3	Výpočtové parametry jednotlivých vrstev.....	10
4.3.1	Kvazihomogenní celek II: deluviální sutě přirozené	10
4.3.2	Kvazihomogenní celek IV: slínovec zvětralý v reziduálních parametrech, smyková plocha	10
4.3.3	Kvazihomogenní celek VI: čedič.....	10
4.3.4	Kvazihomogenní celek VII: slínovec	11
4.3.5	Kvazihomogenní celek VIII: kontakt sutí s tělesem bazaltu	11
4.3.6	Kvazihomogenní celky IX (materiál tělesa železničního násypu), X (čedič v blokovém rozpadu), XI (tercierní jílovce a tufy), XII (přemístěný slínovec)	11
4.3.7	Kvazihomogenní celek XIII: tuf v reziduálních parametrech.....	11
5	Statické stabilizační prvky a varianty vedení železniční trati – geometrie a výpočtové parametry	12
5.1	Statické stabilizační prvky pro zajištění sesuvu Dobkovičky	12
5.2	Železniční překlenutí sesuvného území pomocí vlastního zemního tělesa	15
5.3	Železniční překlenutí sesuvného území pomocí mostu	20
6	Použité výpočetní metody a způsob vyhodnocení výsledků	26
6.1	Stabilitní analýzy	26
6.2	Vyhledávání kritické smykové plochy	26
7	Stabilitní výpočty	27
7.1	Stabilita pro počáteční stav (bez železničního tělesa)	27
7.2	Stabilita pro železničního násyp	30
7.3	Stabilita pro železničního most.....	32
8	Závěry a doporučení	35
8.1	Shrnutí výsledků.....	35
8.2	Doporučení	36

1 Úvod

Tato zpráva shrnuje výsledky analýz provedených na základě objednávky Správy železniční a dopravní cesty, státní organizace, stavební správa západ. Účelem objednávky bylo zpracování stabilitních posouzení pro výběr vhodné varianty překlenutí sesuvem porušeného úseku v km 24,200 – 24,400 na trati Řetenice – Lovosice. Cílem řešení je posouzení vlivu projektované tratě na širší okolí v rámci sanovaného sesuvu Dobkovičky, v rozsahu od dálnice D8 po svah pod kamenolomem Dobkovičky po II etapě sanace sesuvu. Objednaným řešením je 2D stabilitní analýza pomocí metody mezní rovnováhy v jednom řezu. Uvažuje se nepříznivý stav hladiny podzemní vody při povrchu terénu. Využit byl software SoilVision SVSLOPE Professional. Řešeny byly dvě varianty (násyp a most) navržené v rámci akce „Zajištění provozních parametrů trati Řetenice – Lovosice“, SUDOP Praha, 11/2016.

2 Podklady a literatura

Následující body shrnují podklady, které byly přímo využity k sestavení této zprávy a jsou citovány v textu. Nepřímo se v přípravě promítly i další podklady, které utvářely povědomí zpracovatele o posuzované oblasti a historii geologických průzkumů. Tyto podklady jsou shrnuty například v referenci [5].

- [1] SG Geotechnika (2017) Dálnice D8 0805 – odstranění sesuvu v km 56,300 – 56,500 + stabilizace oblasti kolem stavby D8 0805 – doplňující IGP v km 55,500 - 58,280. Zpracovali: Záruba, Plšková, Nedvěd, Suchý.
- [2] Arcadis (květen 2016) „ZPRÁVA D8-0805 Lovosice-Řehlovice Okolí mostu SO 210 a násypu před pražskou opěrou“. Zpracovali: Plšková, Záruba, Starý, Suchý.
- [3] Arcadis a AZ Consult, s.r.o, „Předběžná zpráva D8-0805 Lovosice – Řehlovice, odstranění sesuvu v km 56,300-56,500 + stabilizace oblasti kolem stavby D8 0805 – doplňující inženýrskogeologický průzkum v km 55,500-58,280“
- [4] AZ Consult (2014): D8 – odstranění sesuvu v km 56,300 – 56,500 + stabilizace oblasti kolem stavby D8 0805, Podrobný GTP/IGP - závěrečná zpráva.
- [5] Ústav struktury a mechaniky hornin AVČR v.v.i (květen 2016). Analýza příčin vzniku sesuvu na dálnici D8 u Dobkoviček.
- [6] Herle, V. (2014): Zpráva o vypracování havarijního plánu pro sanaci sesuvu. Arcadis CZ a.s.
- [7] Mašín, D. (2016): Posouzení stability svahů širšího okolí dálnice D8 (stavba 0805, staničení km 57,200-57,500), PŘFUK, Praha

- [8] AZ Consult spol. s r.o., 03/2015, D8 – ODSTRANĚNÍ SESUVU V KM 56,300-56,500 + STABILIZACE OBLASTI KOLEM STAVBY D8 0805 – TECHNICKÁ STUDIE PROVEDITELNOSTI TECHNICKÝCH OPATŘENÍ – Návrh II. etapa opatření
- [9] SUDOP PRAHA a.s., 08/2015, Zajištění trvalého záboru stavby D8 ke zprovoznění dálnice, PDPS
- [10] SUDOP Praha a.s. (2016/11), Zajištění provozních parametrů trati Řetenice - Lovosice

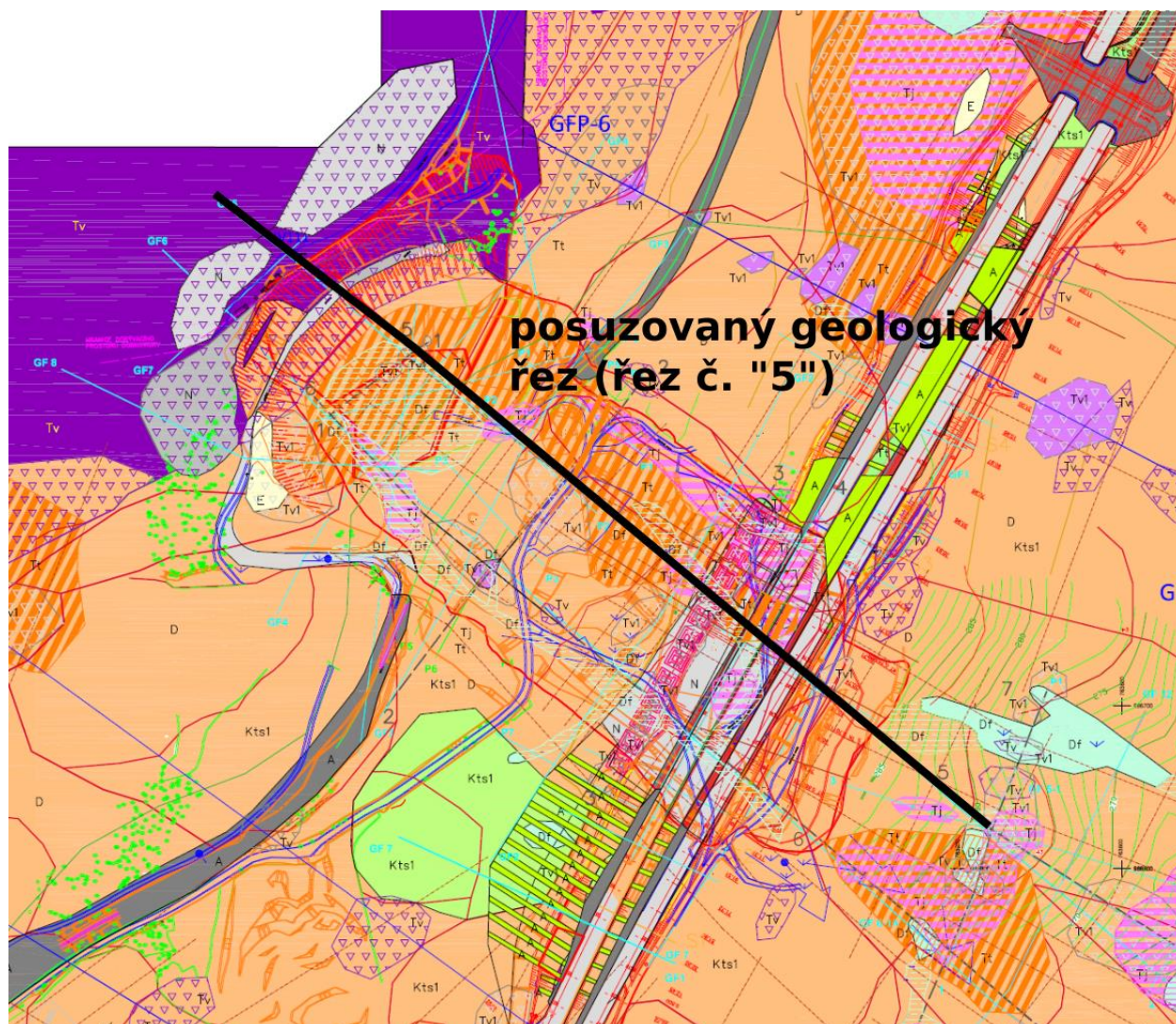
3 Popis řešeného problému

Železniční trať, jejíž zprovoznění je tématem této zprávy, byla stržena 7. června 2013 sesuvem půdy, který též strhl část zařízení a výsypky kamenolomu a zasypal nedokončenou stavbu dálnice D8. Provoz vlaků je od té doby vyloučen. Příprava pro opětovné zprovoznění trati („Zajištění provozních parametrů trati Řetenice - Lovosice“, zdroj [10]) zahrnuje dvě části: část I „Obnova železniční trati v km 24,200 – 24,400“ a část II „Vylepšení technických parametrů trati“. V části I jsou navržena dvě řešení překlenutí úseku poškozeného sesuvem Dobkovičky: A) Zemní těleso a B) Přemostění. V této zprávě jsou stabilně posouzeny obě varianty za účelem zvolení nejvhodnějšího řešení. To bude v dalších fázích přípravy projektováno.

4 Geologie zájmové oblasti

4.1 Vedení geologických řezů

V souladu s objednávkou bylo posuzováno několik variant vedení železnice v rámci jednoho 2D geologického řezu zájmovou oblastí. Geologické řezy byly interpretovány z několika zdrojů, a to z referencí [1], [5] a [9]. V prvních dvou podkladech jsou k dispozici dva podélné řezy sesuvem Dobkovičky, identifikované čísly 5 a 6. Pro řešení byl zvolen řez č. 5, který prochází blíže osy sesuvu (Obrázek 1).



Obrázek 1: Posuzovaný geologický řez, situovaný na podkladu inženýrskogeologické mapy sesuvu z reference [1].

4.2 Geologické řezy

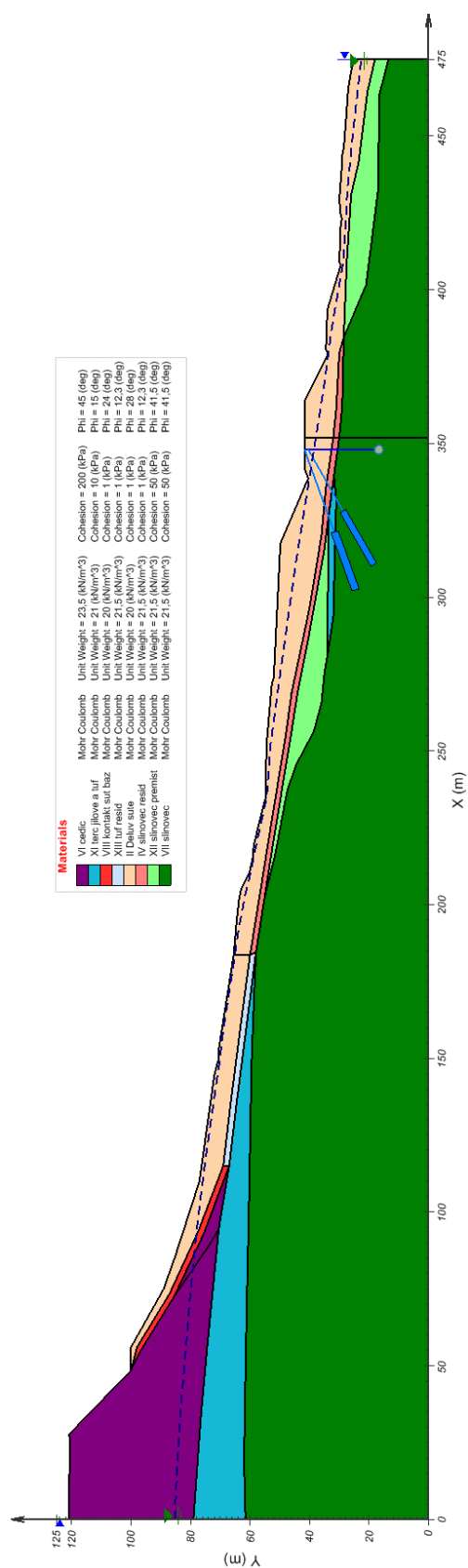
Geologické řezy byly převzaty z referencí [1] a [9]. Řez v referenci [1] byl sestaven v pozdější době a tedy na základě aktualizovaných údajů z doplňkového inženýrskogeologického průzkumu. Tento řez ovšem neprochází celým zájmovým územím, končí těsně nad osou železniční tratě. Řez je zobrazen na obrázku „Obrázek 1“.



Druhý geologický řez využitý ve výpočtech je z reference [9]. Tento řez zobrazuje i projektovaný povrch terénu a umístění statických stabilizačních prvků po druhé etapě sanace sesuvu. Tyto údaje se použily ve výpočtech.

Geologické řezy z obrázků „Obrázek 2“ a „Obrázek 3“ byly zkombinovány s informacemi o geologickém sledu v oblasti z reference [5]. Výsledný výpočtový geologický řez je na obrázku „Obrázek 4“. Uvažovaná oblast je 475 m dlouhá. Tento řez již zahrnuje smykovou plochu sesuvu Dobkovičky, jejíž parametry byly v referenci [5] optimalizovány tak, aby byl stupeň stability svahu v okamžiku vzniku sesuvu rovný jedné. Obrázek 4 též zobrazuje uvažovanou hladinu podzemní vody. Uvažuje se nepříznivý stav, při němž hladina podzemní vody dosahuje téměř k povrchu terénu – hladina kopíruje terén a k povrchu dosahuje v lokálních depresích terénu. Tento průběh hladiny byl uvažován při optimalizacích v [5] a přestože bylo v sesuvu instalována hloubkové odvodnění, měl by návrh podle názoru zpracovatele vycházet z nejnepříznivější varianty.





Obrázek 4: Výsledný geologický řez použitý ve výpočtech. Modrou čárkovanou čarou je zobrazena uvažovaná hladina podzemní vody.

4.3 Výpočtové parametry jednotlivých vrstev

Při stanovování výpočtových parametrů jednotlivých kvazihomogenních celků se s výhodou využilo faktu, že oblast postižená sesuvem Dobkovičky byla v minulosti podrobena důkladnému průzkumu. V dalším textu jsou popsány jednotlivé geotechnické typy a parametry použité ve výpočtech. Výsledný souhrn parametrů pak je v tabulce „Tabulka 1“ (zdroj: [7]).

4.3.1 Kvazihomogenní celek II: deluviální sutě přirozené

Tento kvazihomogenní celek je charakterizován kritickými pevnostními parametry. Laboratorní zkoušky na tomto materiálu jsou problematické z důvodu velikosti kamenů hrubozrnné frakce. Podrobný geotechnický průzkum v oblasti sesuvu Dobkovičky [4] udává hodnoty úhlu vnitřního tření v kritickém stavu v rozmezí 24° a 32° , v analýzách se použila průměrná hodnota 28° . Soudržnost byla uvažována nulová konzistentně s faktem, že se jedná o kritickou smykovou pevnost (resp. byla uvažována zanedbatelná hodnota 1 kPa z numerických důvodů). Použití kritické pevnosti je adekvátní vzhledem k tomu, že masa sesuvu byla vystavena velkým deformacím. Totální tíha zeminy nad a pod hladinou podzemní vody byla převzata z podrobného geotechnického průzkumu [4] jako $\gamma_{\text{unsat}}=19 \text{ kN/m}^3$ a $\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$. Parametry jsou v souladu s parametry využitými při analýze sesuvu Dobkovičky [5].

4.3.2 Kvazihomogenní celek IV: slínovec zvětralý v reziduálních parametrech, smyková plocha

Tento kvazihomogenní celek je charakterizován reziduálními pevnostními parametry a je zásadní pro posouzení stability. Pevnost v reziduálním stavu byla testována v laboratoři Přírodovědecké fakulty UK v rotačním smykovém přístroji typu Bromhead [5] a v laboratoři mechaniky zemin Arcadis CZ, a.s. [5] v krabicovém smykové přístroji s využitím metody několikanásobného smyku. Zkoušky v rotačním přístroji ukázaly $\varphi_{\text{res}}=14,2^\circ$, zkoušky ve smykové krabici pro tři různé vzorky ukázaly vcelku variabilní výsledky o hodnotách reziduálního úhlu vnitřního tření $8,5^\circ$, 15° a $12,5^\circ$. Hodnota úhlu vnitřního tření na smykové ploše závisí na velikosti posunu, který nelze metodami geologického mapování ani dalšími metodami s přesností specifikovat. Lze pouze konstatovat, že pevnost bude mít hodnotu v rozmezí kritického a reziduálního úhlu vnitřního tření. Pro analýzy se využila hodnota $\varphi_{\text{res}}=12,3^\circ$. Ta vzešla ze zpětné analýzy sesuvu Dobkovičky v [5] a je také dobrou aproximací střední hodnoty vzešlé z laboratorních zkoušek. Soudržnost byla uvažována nulová konzistentně s faktem, že se jedná o reziduální smykovou pevnost (resp. byla uvažována zanedbatelná hodnota 1 kPa, z numerických důvodů). Totální tíha zeminy nad a pod hladinou podzemní vody byla převzata z podrobného geotechnického průzkumu [4] jako $\gamma_{\text{unsat}}=21 \text{ kN/m}^3$ a $\gamma_{\text{sat}}=21,5 \text{ kN/m}^3$.

4.3.3 Kvazihomogenní celek VI: čedič

Tento kvazihomogenní celek v modelu představuje skalní podloží. Je charakterizován pevnostními parametry z [4] jako $c=200 \text{ kPa}$ a $\varphi=45^\circ$, skutečná hodnota ovšem není pro analýzy důležitá

(materiál má výrazně vyšší pevnost než okolní zeminy a proto nedochází k jeho porušování svahovými pohyby). Totální tíha horniny nad a pod hladinou podzemní vody byla převzata z podrobného geotechnického průzkumu [4] jako $\gamma_{\text{unsat}}=23 \text{ kN/m}^3$ a $\gamma_{\text{sat}}=23,5 \text{ kN/m}^3$.

4.3.4 Kvazihomogenní celek VII: slínovec

Tento kvazihomogenní celek v modelu představuje skalní podloží. Je charakterizován pevnostními parametry z [4] jako $c=50 \text{ kPa}$ a $\varphi=41,5^\circ$, skutečná hodnota ovšem není pro analýzy důležitá (materiál má výrazně vyšší pevnost než okolní zeminy, zejména pak slínovec na smykové ploše o reziduálních parametrech, a nedochází tak k jeho porušování svahovými pohyby). Totální tíha horniny nad a pod hladinou podzemní vody byla převzata z podrobného geotechnického průzkumu [4] jako $\gamma_{\text{unsat}}=19,5 \text{ kN/m}^3$ a $\gamma_{\text{sat}}=20,5 \text{ kN/m}^3$ (pozn: slínovec se ale vždy nachází pod hladinou vody).

4.3.5 Kvazihomogenní celek VIII: kontakt sutí s tělesem bazaltu

Smykové parametry pro tento celek není možné odhadnout na základě laboratorních zkoušek. Vzhledem k tomu, že se očekává, že je povrch bazaltu pokryt produkty erozních pochodů, které mají charakter zemin, využila se v modelu odhadnutá hodnota úhlu vnitřního tření tohoto celku 24° , která byla podložena zpětnou analýzou sesuvu Dobkovičky z [5]. Hodnoty totální tíhy zeminy nad a pod hladinou podzemní vody byly převzaty z celků II a III, tedy $\gamma_{\text{unsat}}=19 \text{ kN/m}^3$ a $\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$.

4.3.6 Kvazihomogenní celky IX (materiál tělesa železničního násypu), X (čedič v blokovém rozpadu), XI (tercierní jílovce a tufy), XII (přemístěný slínovec)

Kvazihomogenní celky IX až XII mají pouze zanedbatelný vliv na výsledky stabilitních analýz z následujících důvodů. Těmito celky neprochází smyková plocha (nebo prochází svým pouze zanedbatelně dlouhým úsekem), proto nemají pevnostní parametry těchto celků výrazný vliv na výsledky analýz. Výsledky jsou ovlivňovány tíhou těchto materiálů, která ovšem nevykazuje výraznou fluktuaci. Mechanické parametry těchto celků byly převzaty z [4].

4.3.7 Kvazihomogenní celek XIII: tuf v reziduálních parametrech

Tento kvazihomogenní celek je charakterizován reziduálními pevnostními parametry. Jeho parametry byly získány zpětnou analýzou sesuvu Dobkovičky v [5] a odpovídají parametrům kvazihomogenního celku IV.

Tabulka 1. Parametry numerických modelů používaných ve výpočtech.

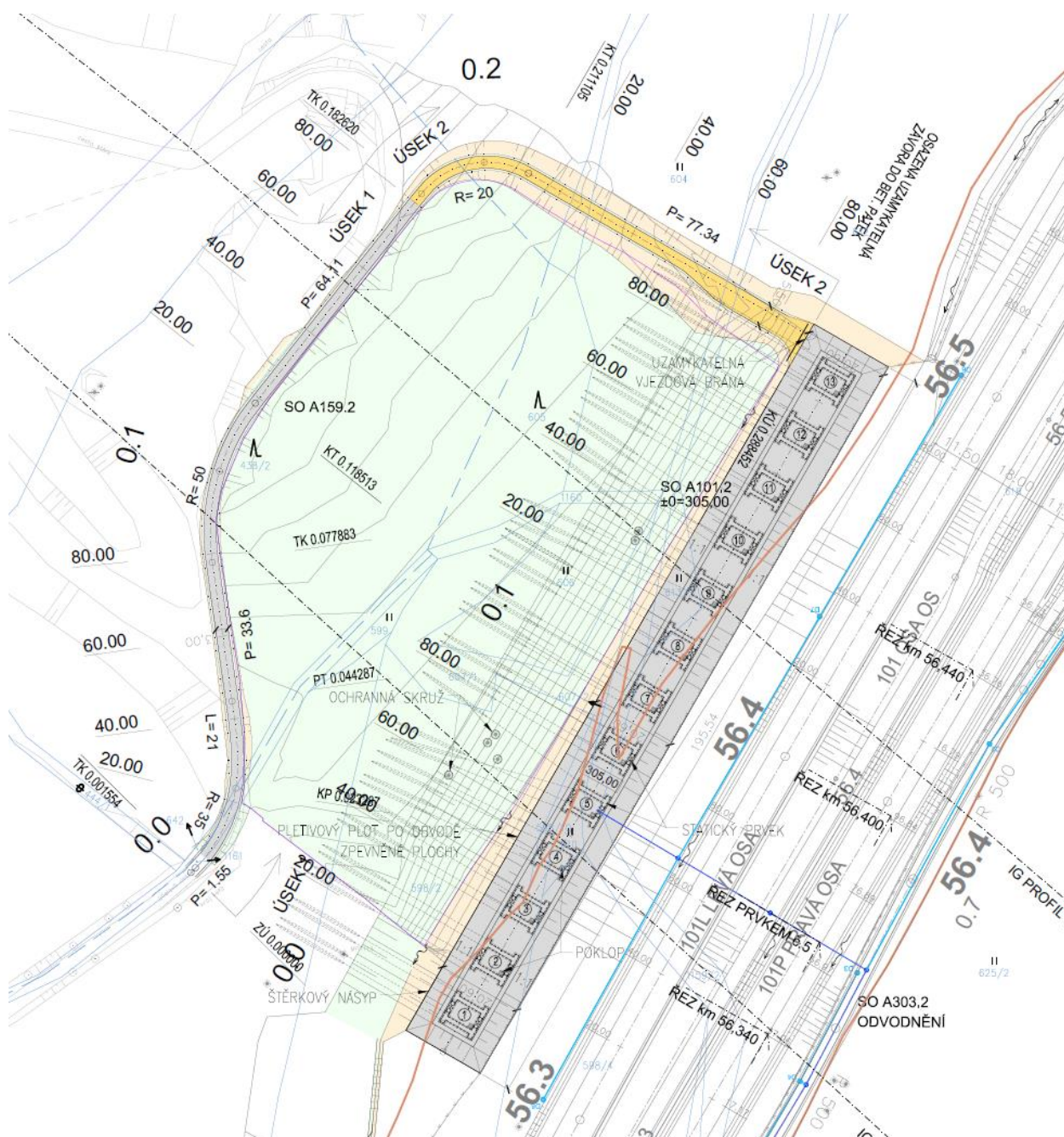
zkratka	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{unsat} [kN/m ³]	c [kPa]	φ [°]	Zdroj
II Deluv sute	20	19	1	28	[5]
IV slinovec resid	21,5	21	1	12,3	[4]
VI cedic	23,5	23	200	45	
VII slinovec	21,5	21	50	41,5	
VIII kontakt sut bazalt	20	19	1	24	
IX nasyp	20	19,5	1	28	
X cedic blokovy rozp	23,5	23	200	45	
XI tercierni jilovec	21	20,5	10	15	
XII slinovec premist	21,5	21	50	41,5	
XIII tuf resid	21,5	21	1	12,3	

5 Statické stabilizační prvky a varianty vedení železniční trati – geometrie a výpočtové parametry

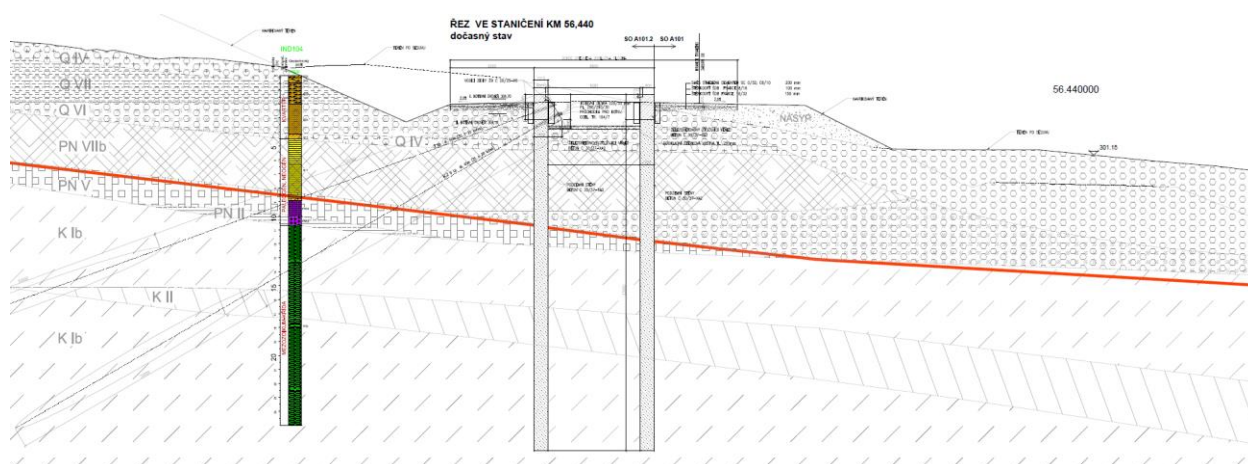
Ve spodní části výpočtového profilu jsou situovány statické stabilizační prvky pro zajištění dálnice D8 v rámci sesuvu Dobkovičky. Pro překlenutí sesuvu Dobkovičky železniční tratí se dále plánují konstrukční prvky (násyp anebo most) a jejich statické zajištění.

5.1 Statické stabilizační prvky pro zajištění sesuvu Dobkovičky

Projekt statických stabilizačních prvků je specifikován v referenci [9]. Statické prvky tvoří tuhé těleso charakteru studny složené dvěma lamelami tvaru I a dvěma v rovině pásnice I-lamely vloženými příčnými lamelami. Technické řešení představuje provedení železobetonových krabicevých podzemních prvků (studen) z podzemních stěn hloubky 25 m (v místě řezu 5) a vnějšího rozměru 8,4 x 8,6 m, rozteč prvků je 14,6 m. Vlastní studna sestává ze čtyř částí podzemních stěn (dva I profily a dvě mezilehlé lamely směrem k dálnici a ke svahu), dále z předpjatých pramencových trvalých kotev a výztužných převázek, deskového zakrytí studny a lezního oddělení. Jednotlivé studny jsou navrženy jako překryté betonovou stropní deskou a šterkovým zásypem. Detail statických prvků je na obrázku „Obrázek 5“ (plán) a „Obrázek 6“ (řez v km 56,440 staničení dálnice, který je nejbližší geologickému řezu č. 5).



Obrázek 5: Plán statických stabilizačních prvků pro zajištění dálnice D8 v rámci sanace sesuvu Dobkovičky (reference [9]).

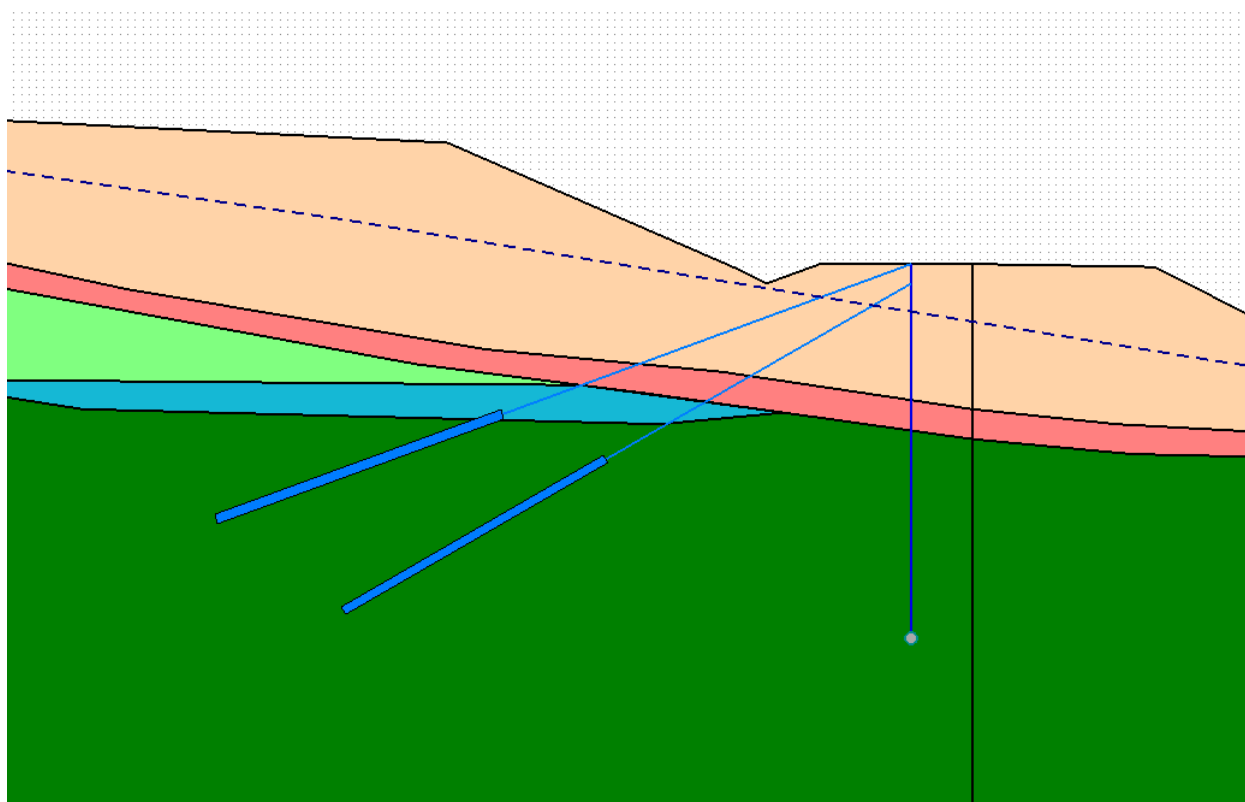


Obrázek 6: Řez statickým stabilizačním prvkem pro ochranu dálnice D8 v rámci sanace sesuvu Dobkovičky (reference [9]).

Statické stabilizační prvky byly do modelu zaneseny pomocí „pilotového“ statického prvku implementovaného v software SVSlope. Tento prvek je charakterizován smykovým odporem napříč prvkem (místo odporu paralelně s tímto prvkem). Ve výpočtu stupně stability figuruje jako dodatečná pasivní síla působící paralelně se smykovou plochou. Velikost smykového odporu byla podle projektu [9] zadána jako 1600 kN/metr bežný.

Kotvení statického prvku je realizováno dvěma řadami kotev o úklonu 20° (horní řada) resp. 30° (spodní řada) od horizontální roviny. Kotvy horní kotevní úrovně mají délku 50 m (20 m kořen), kotvy spodní kotevní úrovně mají délku 45 m (20 m kořen). V souladu se statickým výpočtem z [9] je uvažováno mezní zatížení kotev jako 1317 kN/metr bežný.

Detail geometrie statického stabilizačního prvku je na obrázku „Obrázek 7“.



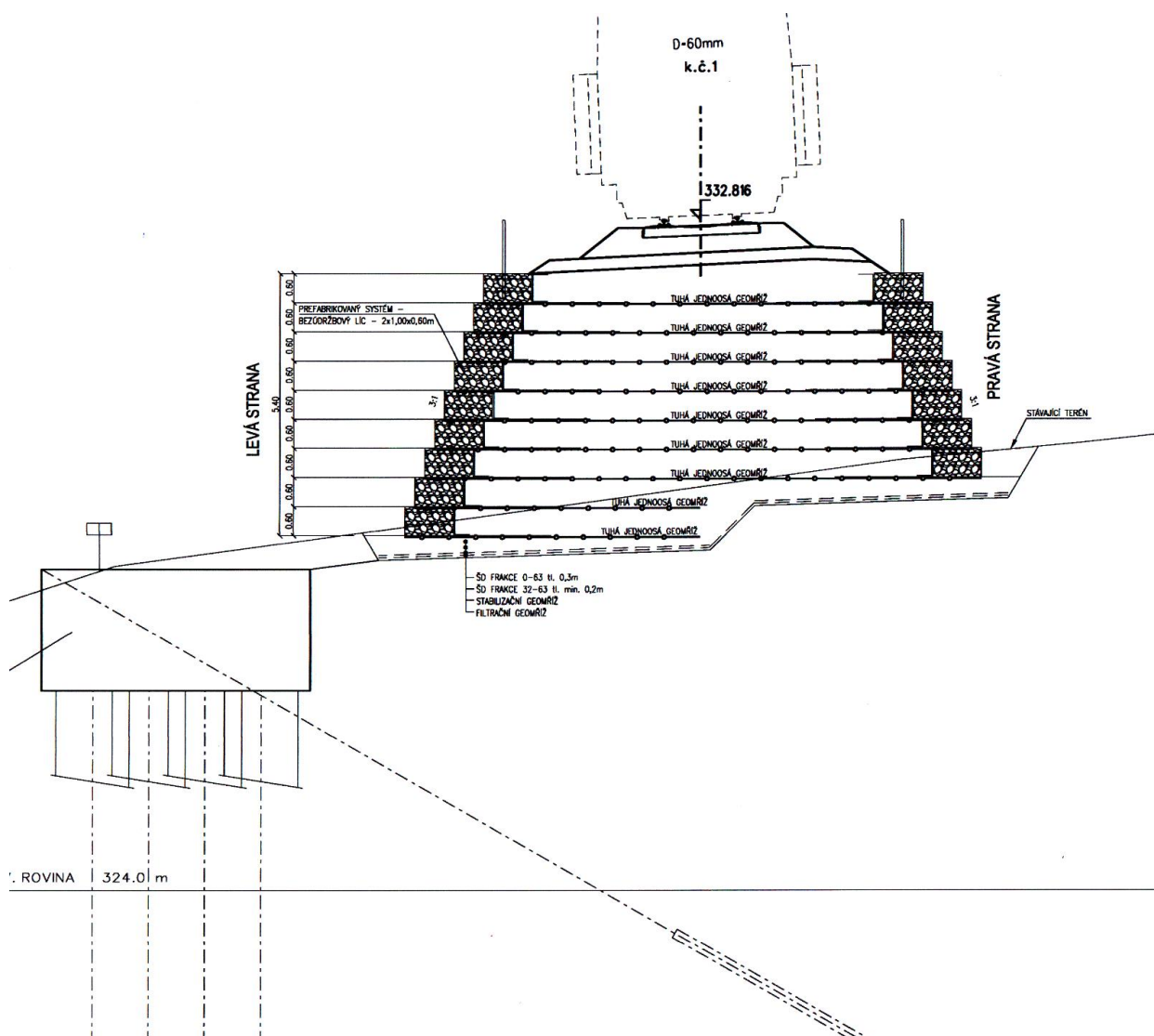
Obrázek 7: Detail geometrie statického stabilizačního prvku použité ve výpočtech.

5.2 Železniční překlenutí sesuvného území pomocí vlastního zemního tělesa

První ze dvou variant železničního překlenutí sesuvu v km 24,200 - 24,400 prezentovaných v referenci [10] je vybudování vlastního zemního tělesa formou železničního násypu zajištěného statickým prvkem (kotvenou pilotovou stěnou) včetně vlastního režimu odvedení vod.

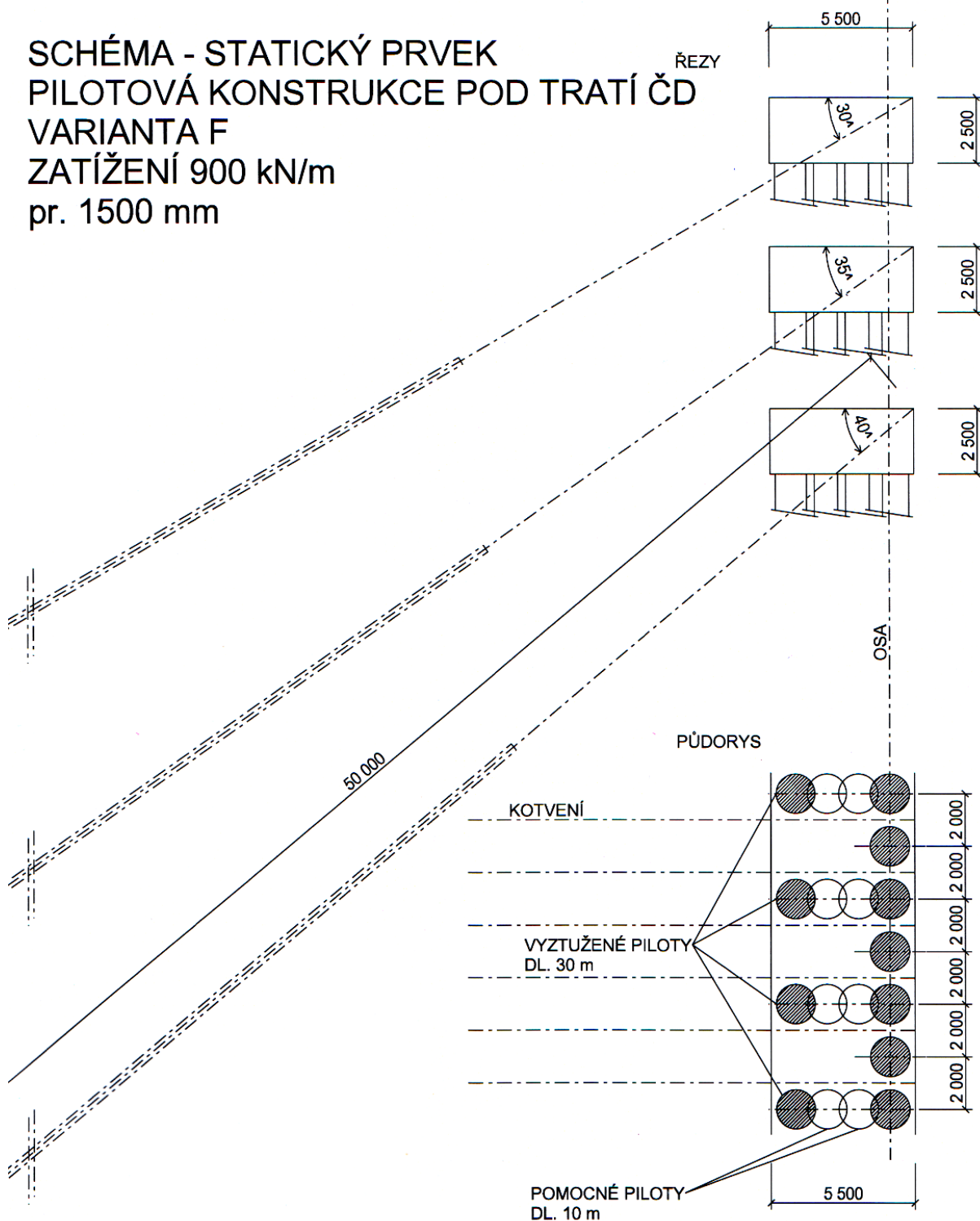
Podle [10], aby bylo přetížení sesuvu minimalizováno, je těleso navrženo jako vyztužené s lícem z gabionových košů o rozměrech 1,0 x 0,6 x 2,0 m, délka tahové části 1,9 m. Svařovaná síť zajistí dostatečnou tuhost lícového opevnění a zároveň poddajnost pro dotvarování (konsolidování) násypu. Šířka násypového tělesa je 9 m v koruně a 11,5 m v patě, podle terénu. Tahové prvky, které svazují těleso násypu jsou navrženy z tuhé jednoosé geomříže, minimální dlouhodobá tahová pevnost 40 kN/m. Násyp je uvažován z nakoupeného vhodného materiálu frakce 0-63. Násyp bude realizován na štěrkový polštář tloušťky minimálně 0,5 m, který bude doplněn filtrační geomříží. Řez násypem a stabilizačním opatřením je na obrázku „Obrázek 8“.

Statické zajištění násypu je tvořeno statickými prvky pod násypem (délka zajištění 182 m). Pilotový prvek je složený z dvou řad pilot o průměru 1,5 m. První řada pilot délky 30 m je v rastru 2 m, druhá řada pilot délky 30 m (blíže k násypu) je v rastru 4 m. Mezi nimi jsou v rastru 4 m plánovány pomocné piloty o délce 10 m. V koruně pilotového prvku je navržen masivní převazující železobetonový práh výšky 2,5 m a šířky 5,5 m kotvený 50 m dlouhými kotvami á 2 m. Schéma statického stabilizačního opatření je na obrázku „Obrázek 9“.



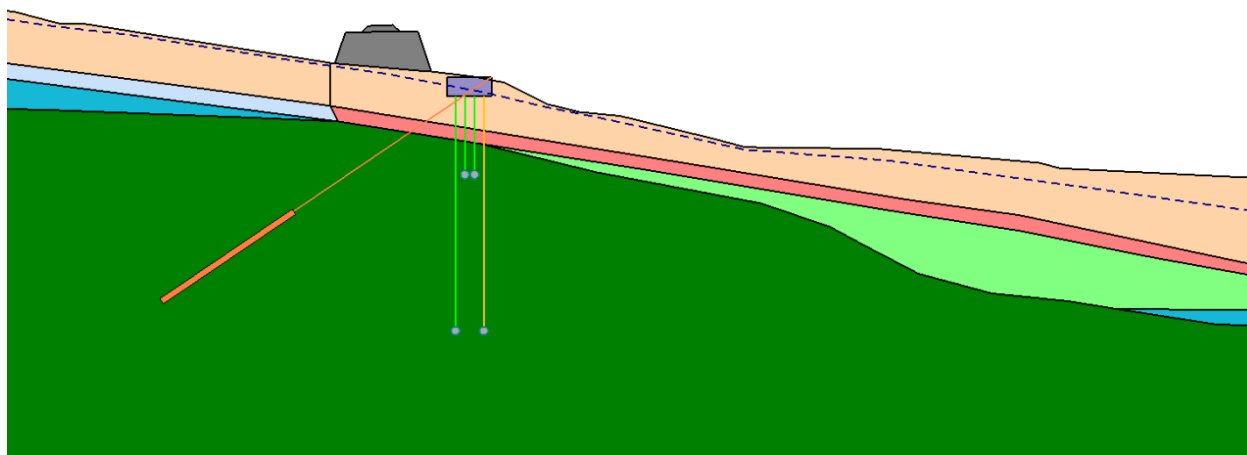
Obrázek 8: Řez násypovým tělesem a statickým stabilizačním opatřením varianty A překlenutí sesuvného území v km 24,200 - 24,400 [10].

Příloha č. 1

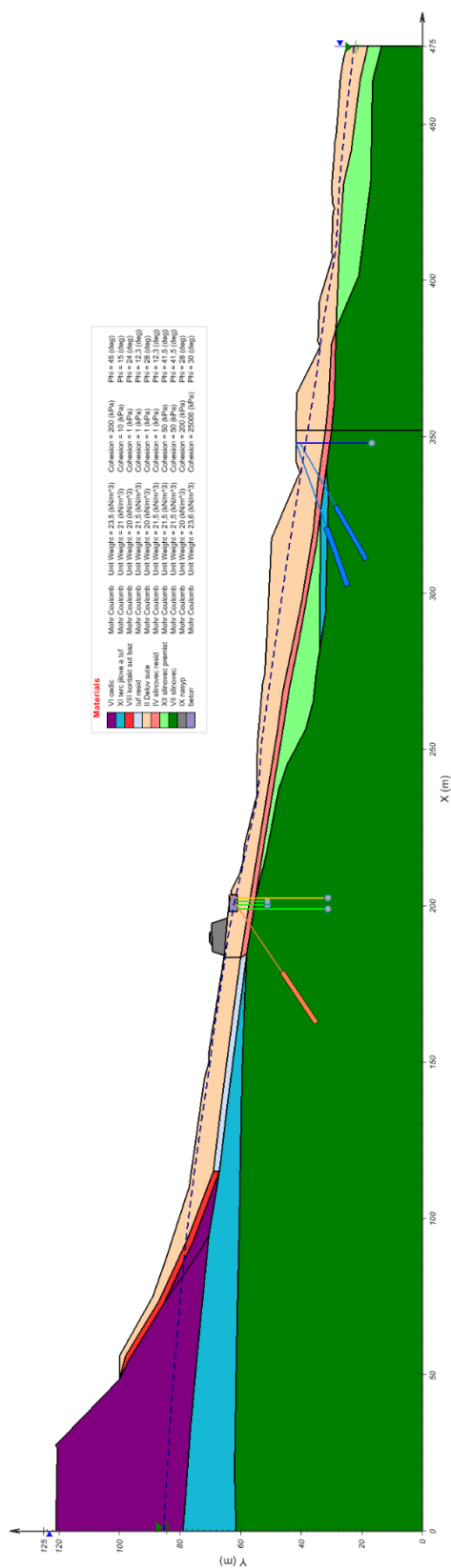


Obrázek 9: Řez a plán statického stabilizačního opatření varianty A překlenutí sesuvného území v km 24,200 - 24,400 [10].

Pro simulaci násypu byla jeho geometrie vymodelována v software SVSlope, přičemž se zohlednil mírný rozdíl ve vedení rekonstruované železniční tratě od jejího původního trasování. Vyztužení násypu a jeho geometrické detaily modelovány nebyly: cílem výpočtů nebylo posouzení násypu jako takového, ale jeho vlivu na stabilitu podloží. Detail geometrie násypu a stabilizačního opatření je na obrázku „Obrázek 10“. Pohled na celkovou geometrii je na obrázku „Obrázek 11“.



Obrázek 10: Detail geometrie násypu a statického stabilizačního opatření tak, jak bylo včleněno do výpočtového modelu.



Obrázek 11: Celková geometrie včetně násypu a statického stabilizačního opatření tak, jak bylo včleněno do výpočtového modelu.

Pilotové prvky byly do modelu vloženy pomocí prvku „pilota“ implementovaného v software SVSlope. Smyková odolnost piloty o průměru 1,5 m byla stanovena následujícím způsobem. Při posouzení bylo uvažováno potenciální porušení pilotových prvků ve smyku. Posouzení je provedeno na základě silových podmínek rovnováhy. Vzhledem k pevnostním charakteristikám geologického prostředí v němž jsou piloty vetknuty (slínovec) se neuvažovalo s následujícími módy porušení stěny:

- Vyklonění koruny ve směru působení zatížení svahu (tento mód je eliminován kotvením pilotové stěny).
- Porušení vetknutí pilotového prvku pohybem zeminy v patě piloty (eliminováno dostatečným vetknutím do stabilního podloží).
- Sesuvná deformace probíhající plastickým pohybem zeminy mezi pilotami bez jejich porušení (eliminováno malým poměrem osové vzdálenosti pilot vůči jejich průměru).

Pro posouzení se uvažovala orientační hodnota pevnosti piloty ve smyku vypočtená dle empirické rovnice podle „ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary -ACI318RM-95, American Concrete Institute, Farmington Hills, 1995, p. 436.“

$$\frac{V_c}{A} = 0,17 \sqrt{f_c}$$

Kde V_c je dovolené zatížení v MN, A je plocha piloty a f_c je pevnost betonu piloty v prostém tlaku v MPa. Pro odhad hodnoty $f_c=35$ MPa odpovídá dovolené zatížení jedné piloty o průměru 1,5 m ve smyku 1,770 MN.

V návrhu není stanovena detailnější specifikace kotev kromě jejich sklonu od horizontální roviny, který činí 30°. Ve výpočtech se uvažovaly 50 m dlouhé kotvy o délce kořenu 20 m o únosnosti 750 kN instalované s krokem 2 m.

5.3 Železniční překlenutí sesuvného území pomocí mostu

Druhou variantou železničního překlenutí sesuvu v km 24,200 - 24,400 prezentovanou v referenci [10] je přemostění. Jako sledovaná výsledná varianta typu mostní konstrukce je uvažována spřažená ocelobetonová konstrukce o sedmi prostých polích, každé o rozpětí 20,0 m. Celková délka mostní konstrukce je 163,095 m. Konstrukce se nachází částečně v přímé a oblouku ($R = 300$ m) s přechodnicemi. S ohledem na směrové GPK je konstrukce navržena konstantní šířky 5,95 m se zohledněným půdorysného vzepětí oblouku. Konstrukce se v příčném řezu skládá ze dvou ocelových nosníků, které jsou spřaženy s železobetonovou deskou, na kterou navazují železobetonové římsy.

Opěry jsou navrženy jako tížné, monolitické s rovnoběžnými křídly založené na velkopřůměrových pilotách. Vnitřní podpory jsou navrženy vždy ze dvou samostatně stojících pilířů, které jsou

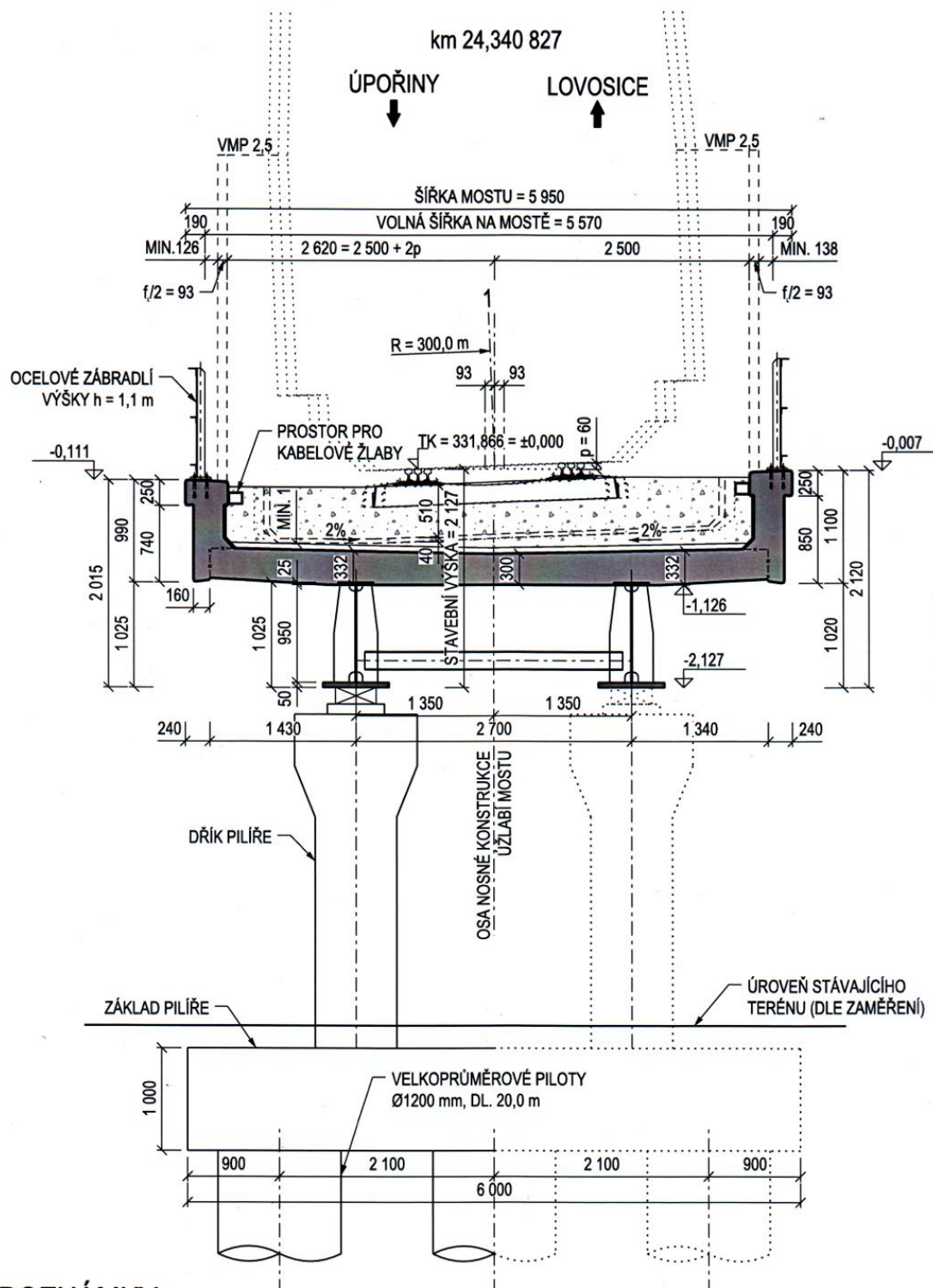
v patě spojeny základovou deskou uloženou na velkopřůměrových pilotách. Uvažovány jsou piloty o průměru 1,2 m a délce 20 m. Řez mostním tělesem je na obrázku „Obrázek 12“, výřez z plánu ukazující geometrii založení je na obrázku „Obrázek 13“.

Modelování mostní konstrukce v rámci 2D řezu je, na rozdíl od modelování železničního násypu, zatíženo většími nepřesnostmi z důvodu 3D charakteru úlohy. Mostní konstrukce způsobuje v pilířích bodové zatížení povrchu a jeho převedení na liniové zatížení je zatíženo nepřesnostmi. V modelech se postupovalo následujícím způsobem:

- Mostovka představuje zatížení liniové, v rámci 2D řezu byla tedy modelována v rámci její skutečné geometrie a skutečné tíhy betonu.
- Mostní pilíře jsou v projektu široké 2,2 m s průměrnou osovou vzdáleností 21,2 m. Pro převod na ekvivalentní liniové zatížení byly pilíře ve 2D řezu modelovány v rámci jejich skutečné geometrie, tíha betonu $\gamma=23,6 \text{ kN/m}^3$ byla redukována faktorem $2,2/21,2$, což vede na hodnotu $\gamma=2,45 \text{ kN/m}^3$.
- Základová deska je v projektu široká 4,8 m s průměrnou osovou vzdáleností 21,2 m. Pro převod na ekvivalentní liniové zatížení byly základové desky ve 2D řezu modelovány v rámci jejich skutečné geometrie, tíha betonu $\gamma=23,6 \text{ kN/m}^3$ byla redukována faktorem $4,8/21,2$, což vede na hodnotu $\gamma=5,34 \text{ kN/m}^3$.
- Piloty jsou pod základovou deskou ve dvou řadách. Vzhledem k osové vzdálenosti pilířů 21,2 se uvažovalo s pilotami o průměru 1,2 a krokem 10,6 m. Odolnost ve smyku byla určena stejným způsobem jako byl popsán v kapitole 5.2. Ten pro průměr pilot 1,2 m vede na smykovou pevnost 1,137 MN.

Detail výpočtové geometrie je na obrázku „Obrázek 14“, celková geometrie pak na obrázku „Obrázek 15“.

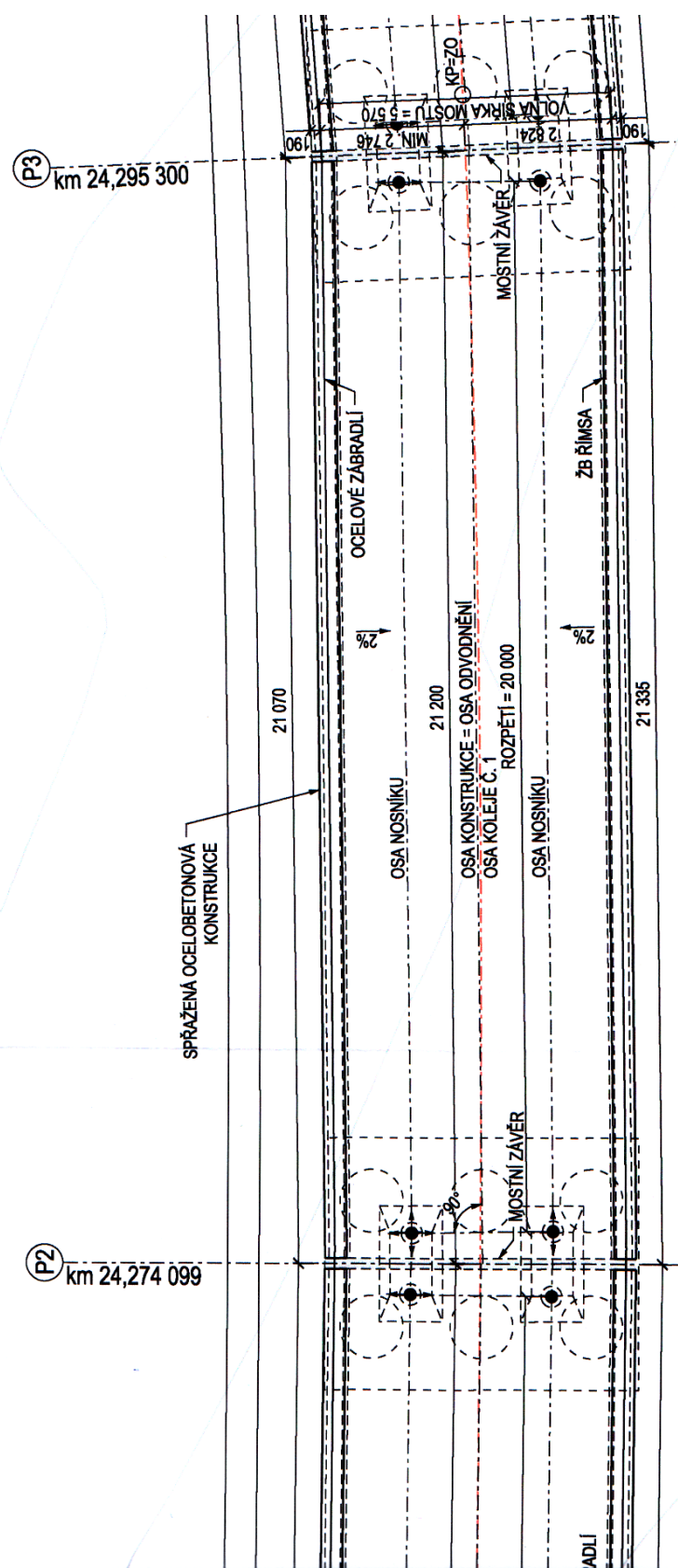
VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ, 1:50



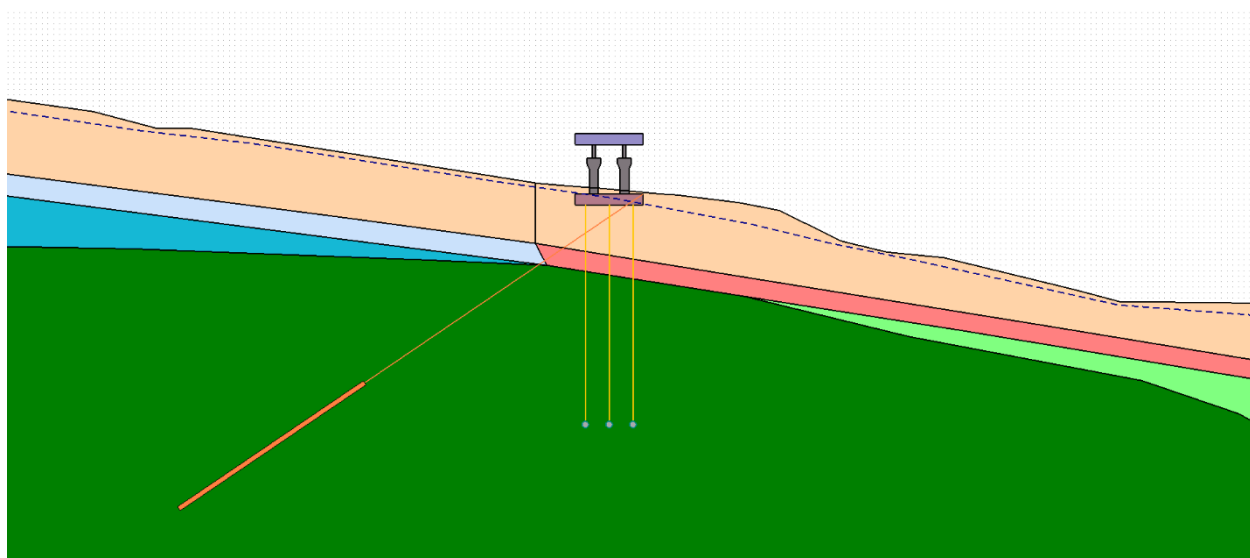
POZNÁMKY:

- VŠEOBECNÉ INFORMACE JSOU UVEDENY V PŘÍLOZE A - KONCEPT TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ
- PŘÍČNÝ ŘEZ VYKRESLUJE VARIANTNÍ ŘEŠENÍ MOST

Obrázek 12: Varianta B překlenutí sesuvu v km 24,200 - 24,400: mostní konstrukce [10], řez.



Obrázek 13: Varianta B překlenutí sesuvu v km 24,200 - 24,400: mostní konstrukce [10], výřez z plánu.



Obrázek 14: Varianta B překlenutí sesuvu v km 24,200 - 24,400: mostní konstrukce [10], detail výpočtové geometrie.



celková výpočtová geometrie.

6 Použité výpočetní metody a způsob vyhodnocení výsledků

6.1 Stabilitní analýzy

Posouzení stability bylo provedeno v software SVSlope Professional firmy SoilVision Systems Ltd. Využilo se metody mezní rovnováhy Morgenstern-Price ve 2D pro předdefinovanou smykovou plochu a s využitím metody vyhledávání kritické smykové plochy „*path search*“. Stabilitní výpočty byly posouzeny podle ČSN EN 1997-1 „Eurokód 7“: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla“. Využil se tzv. třetí návrhový přístup. Ten v první řadě vyžaduje „obe- zřetný odhad charakteristických hodnot materiálových parametrů“. Tento odhad byl popsán v ka- pitole 4. Dále se pro analýzu svahu využijí hodnoty koeficientů A (pro zatížení a jeho účinky), M (pro materiálové parametry) a R (pro únosnosti). Pro třetí návrhový přístup a řešení stability svahu jsou hodnoty A a R rovny jedné. Hodnota M závisí na materiálovém parametru, přičemž jsou tangent úhlu vnitřního tření a soudržnost redukovány hodnotou 1,25 a objemová tíha není redu- kována. Při analýze je vyžadováno dosažení minimálního stupně stability rovného jedné. Téměř ekvivalentní (s odchylkou maximálně několika prvních procent) je užití přímo charakteristických hodnot parametrů a požadavek stupně stability $FS=1,25$.

6.2 Vyhledávání kritické smykové plochy

Kritická smyková plocha buď předdefinována, nebo byla vyhledávána automatickým algorit- mem, který umožňuje hledání smykové plochy nekruhového tvaru nazývaného „*path search*“. Samotná analýza stupně stability pro danou smykovou plochu pak byla provedena metodou Morgenstern-Price. Postup hledání smykové plochy v rámci algoritmu „*path search*“ je následu- jící:

1. Počáteční (na straně paty svahu) vstupní bod smykové plochy je náhodně gene- rovaný v závislosti na přednastavených hranicích svahu.
2. Počáteční segment smykové plochy je automaticky generovaný na základě před- nastavené (anebo defaultní) délky segmentu a vstupního úklonu smykové plochy (omezení vstupního úklonu nemusí být zadáno).
3. Následné segmenty jsou náhodně generovány podle délky segmentu s tím, že je dodržováno pravidlo konkávního tvaru smykové plochy.
4. Generování segmentů pokračuje podle bodu 3 tak dlouho, až je nalezen průsečík smykové plochy s povrchem terénu.
5. Body 1-4 jsou opakovány tak dlouho, než je dosažen předdefinovaný počet tes- tovaných smykových ploch.

V současných analýzách byl uvažován počet testovaných smykových ploch 15000. Počáteční úklon smykové plochy nebyl zadáván pro maximální míru volnosti výběru smykové plochy a ve- likost segmentu byla softwarem stanovena automaticky tak, aby byl co nejlepší poměr mezi přesností a efektivitou výpočtu.

7 Stabilitní výpočty

7.1 Stabilita pro počáteční stav (bez železničního tělesa)

Prvním krokem bylo posouzení počátečního stavu (tedy situace po druhé etapě sanace sesuvu bez železničního tělesa). Posuzovaly se stupně stability ve čtyřech různých alternativách:

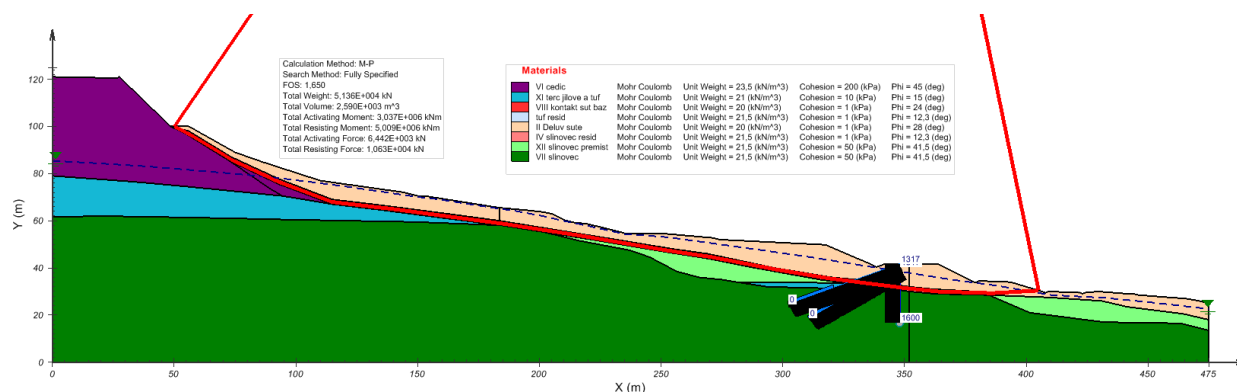
- Stupeň stability na smykové ploše sesuvu Dobkovičky. Tato analýza studuje možnost reaktivace sesuvu v celém jeho rozsahu.
- Stupeň stability na lokální smykové ploše porušující oblast vedení železničního tělesa. Tato smyková plocha byla nalezena neautomatickou optimalizací a reprezentuje smykovou plochu o nejnižším stupni stability (v rámci nepřesností optimalizace) ovlivňující železniční těleso.
- Minimální stupeň stability na lokální smykové ploše získané metodou *path search* pro rozmezí souřadnic 150 m až 240 m (v soustavě souřadnic výpočtového modelu). Tato smyková plocha ve všech případech nezasahuje do železničního tělesa (poškozena je oblast pod železničním tělesem).
- Minimální stupeň stability na lokální smykové ploše získané metodou *path search* zasahující oblast železničního tělesa.

Výsledky výpočtů jsou v tabulce „Tabulka 2“, zobrazení smykových ploch v obrázcích „Obrázek 16“ až „Obrázek 18“.

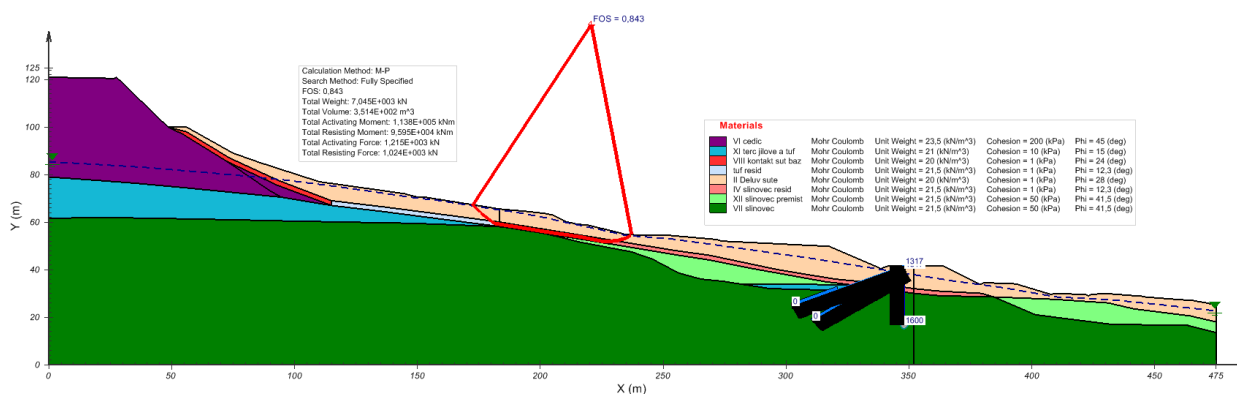
Výsledky ukazují, že sesuv Dobkovičky je s velkou rezervou sanován ($FS=1,65$), nehrozí tedy jeho reaktivace a další poškození dálnice D8. Svah, kudy je trasována železnice, je ale potenciálně nestabilní ($FS=0,843$). Při extrémně nepříznivém vývoji hladiny podzemní vody lze očekávat nestabilitu v oblasti trasy železnice, která využije smykovou plochu predisponovanou sesuvem Dobkovičky. Výstavba železničního tělesa tudíž musí zahrnovat stabilizaci celé trasy.

Tabulka 2: Vypočtené stupně stability pro základní variantu bez železničního tělesa.

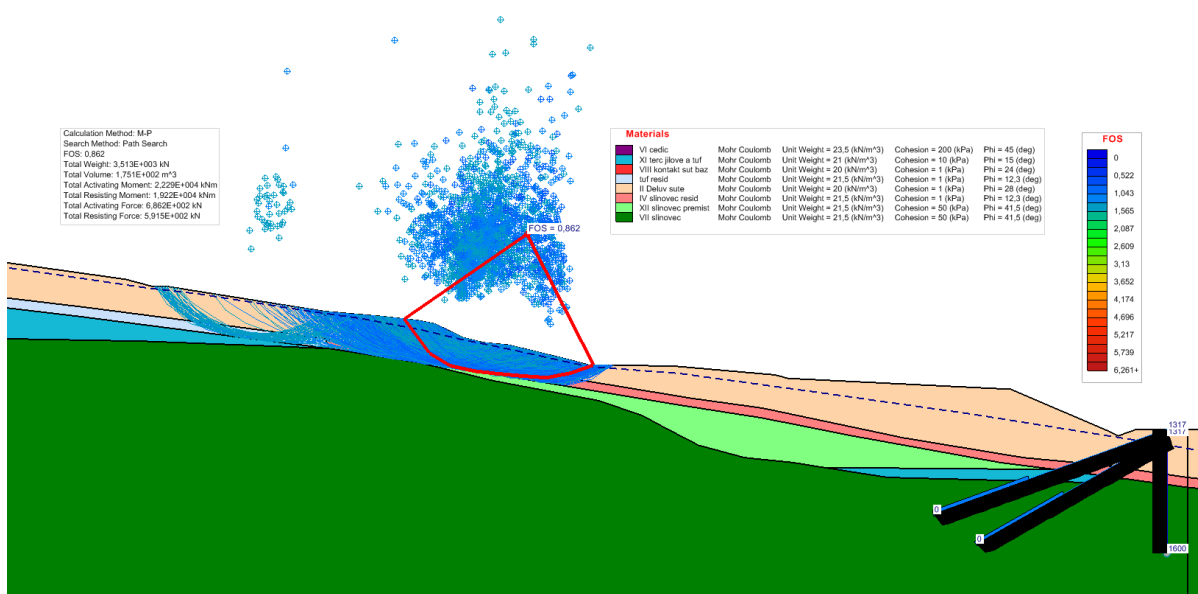
posuzovaná varianta	základní výpočet bez železničního tělesa
smyková plocha sesuvu Dobkovičky	1,650
smyková plocha o minimálním stupni stability zasahující železniční těleso	0,843
nejnepříznivější smyková plocha získaná metodou <i>path search</i> zasahující železniční těleso	0,910
nejnepříznivější smyková plocha lokální získaná metodou <i>path search</i> (nezasahuje železniční těleso)	0,862



Obrázek 16: Výsledek výpočtu, základní varianta (bez železničního tělesa), smyková plocha sesuvu Dobkovičky.



Obrázek 17: Výsledek výpočtu, základní varianta (bez železničního tělesa), smyková plocha s minimálním stupněm stability zasahující trasu železnice.



Obrázek 18: Výsledek výpočtu, metoda path search, základní varianta (bez železničního tělesa), smykové plochy o FS<1,7 a kritická smyková plocha (ta ovšem nezasahuje trasu železnice).

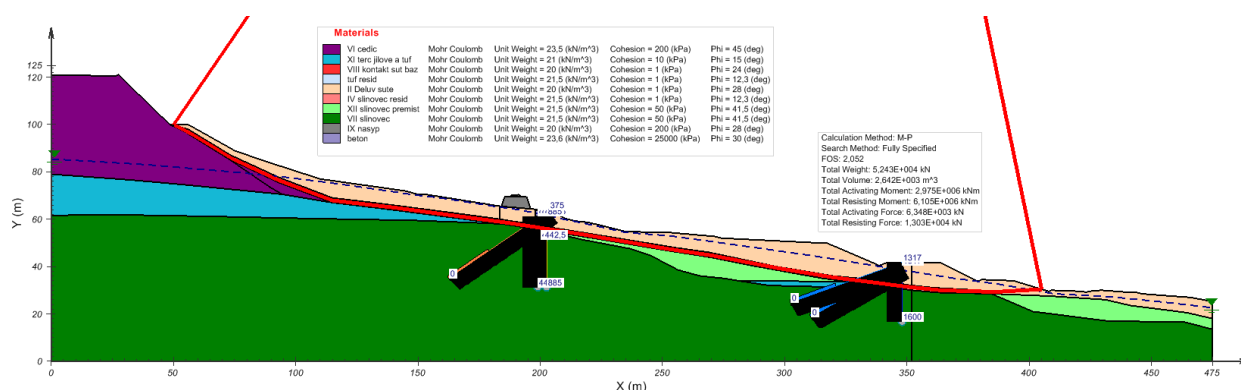
7.2 Stabilita pro železničního násyp

Stabilita pro variantu železničního násypu byla analyzována pro stejné čtyři případy jako verze pro případ bez železničního tělesa. Výsledné stupně stability jsou uvedeny v tabulce „Tabulka 3“. Smykové plochy jsou zobrazeny v obrázcích „Obrázek 19“ až „Obrázek 21“.

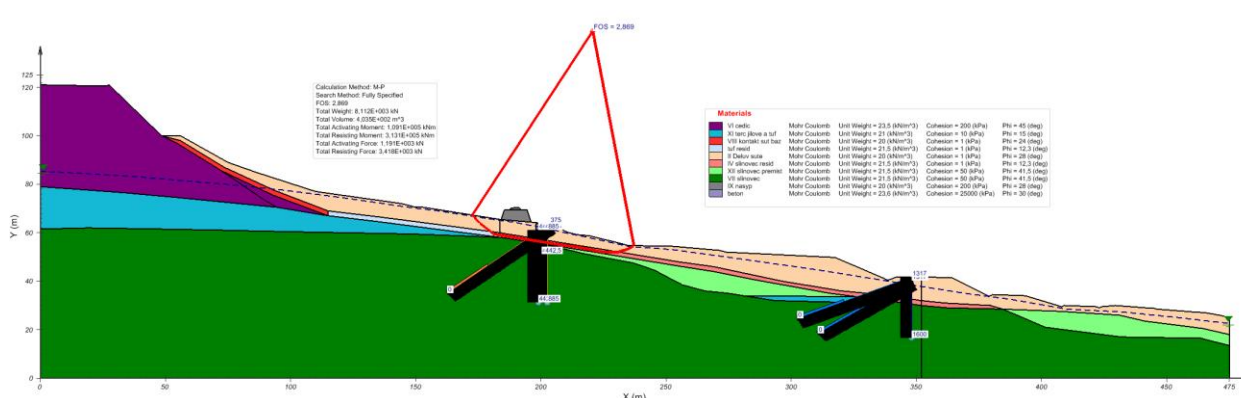
Z výsledků je zřejmé, že navržené statické stabilizační opatření kolem železničního násypu dále zvyšuje stabilitu na celé smykové ploše sesuvu Dobkovičky (na $FS=2,052$). Lokální smyková plocha zahrnující těleso železnice je stabilní, přičemž stupeň stability výrazně převyšuje normové požadavky ($FS=2,869$). Nelze ovšem vyloučit vznik sesuvu těsně pod tělesem železnice, který by mohl mít nepříznivý vliv na deformační odezvu tělesa železnice jako takového ($FS=0,97$).

Tabulka 3: Vypočtené stupně stability pro variantu železničního násypu.

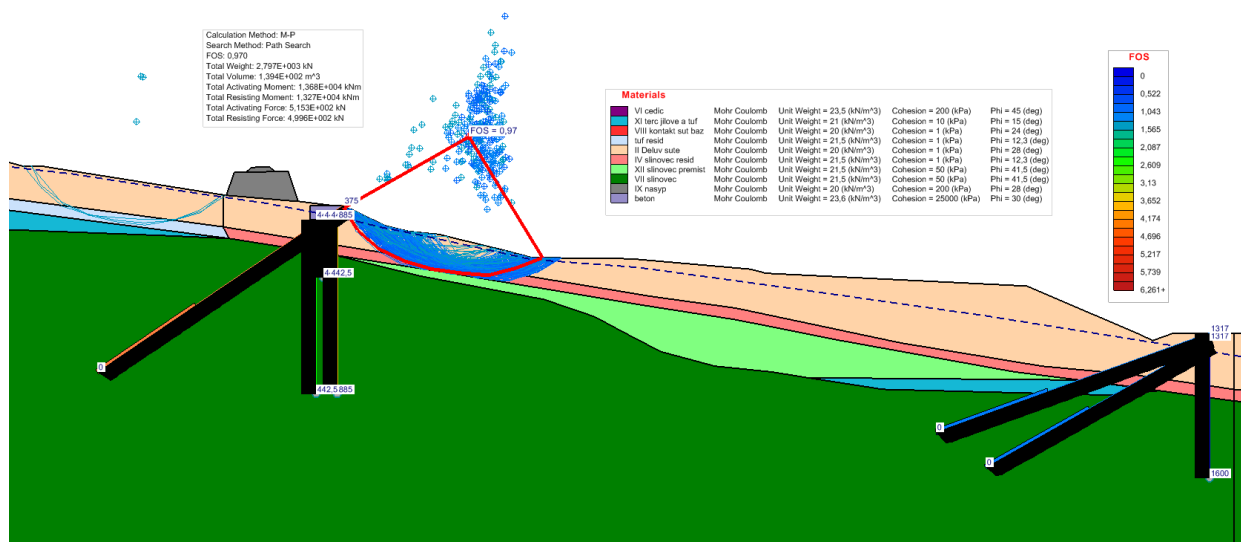
posuzovaná varianta	železniční násyp
smyková plocha sesuvu Dobkovičky	2,052
smyková plocha o minimálním stupni stability zasahující železniční těleso	2,869
nejnepříznivější smyková plocha získaná metodou <i>path search</i> zasahující železniční těleso	2,980
nejnepříznivější smyková plocha lokální získaná metodou <i>path search</i> (nezasahuje železniční těleso)	0,970



Obrázek 19: Výsledek výpočtu, varianta železničního násypu, smyková plocha sesuvu Dobkovičky.



Obrázek 20: Výsledek výpočtu, varianta železničního násypu, smyková plocha s minimálním stupněm stability zasahující trasu železnice.



Obrázek 21: Výsledek výpočtu, metoda path search, varianta železničního násypu, smykové plochy o FS<1,7 a kritická smyková plocha. Smykové plochy nad železničním tělesem mají FS>1,62, jejich aktivace tedy není očekávána.

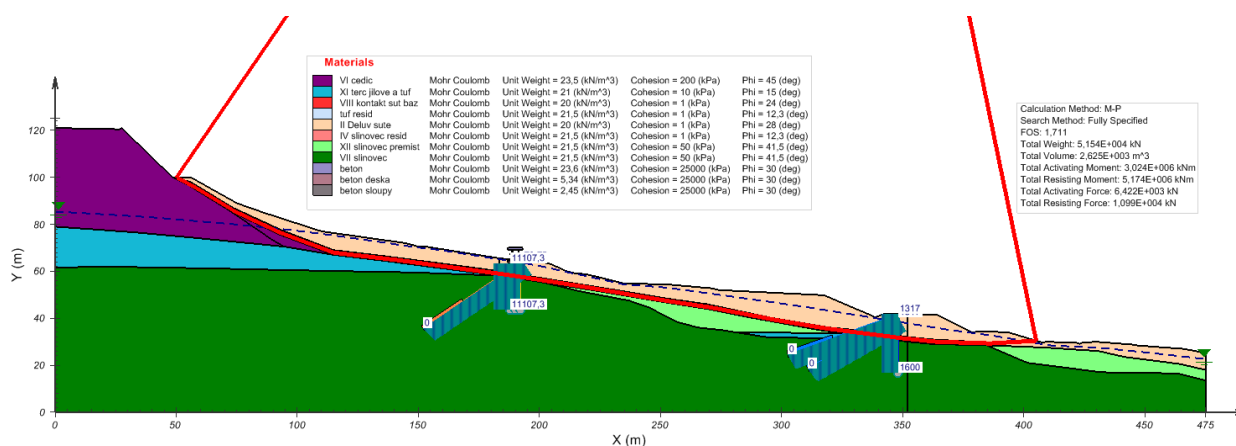
7.3 Stabilita pro železničního most

Stabilita pro variantu železničního mostu byla analyzována pro stejné varianty jako verze pro případ bez železničního tělesa. Výsledné stupně stability jsou uvedeny v tabulce „Tabulka 4“. Smykové plochy jsou zobrazeny v obrázcích „Obrázek 22“ až „Obrázek 24“.

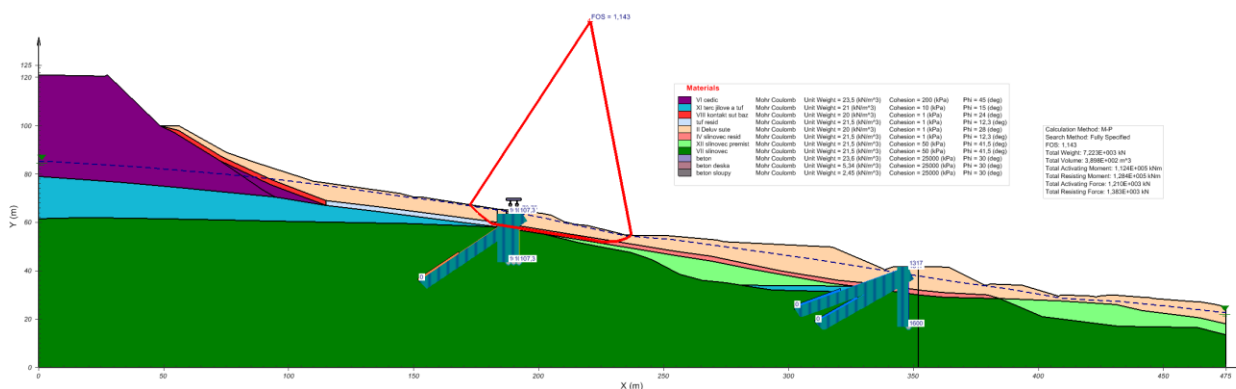
Z výsledků je zřejmé, že oblast je stabilní na smykové ploše sesuvu Dobkovičky ($FS=1,711$). „Průměrná“ stabilita (v rámci 2D aproximace) je ovšem nedostatečná, stupeň stability $FS=1,143$ nesplňuje podmínku stability podle ČSN EN 1997-1 „Eurokód 7“ ($FS \geq 1,25$). Zde je třeba zdůraznit, že skutečná stabilita při zohlednění 3D podmínek se od 2D aproximace bude lišit: oblast staticky zajištěných pilířů mostu bude lokálně stabilnější, ovšem oblast mezi pilíři, která postrádá statické zajištění, bude nestabilní (stabilita se bude blížit stupňům stability získaným ve výpočtu základního stavu, který udává $FS=0,843$ pro extrémní hladinu podzemní vody). Výsledkem mohou být sesuvné deformace mezi pilíři, které budou ohrožovat konstrukci mostu. Stejně jako v případě železničního násypu je dále nebezpečí vzniku sesuvu těsně pod tělesem železnice ($FS=0,861$), který by mohl mít nepříznivý vliv na deformační odezvu tělesa železnice jako takového.

Tabulka 4: Vypočtené stupně stability pro variantu železničního mostu.

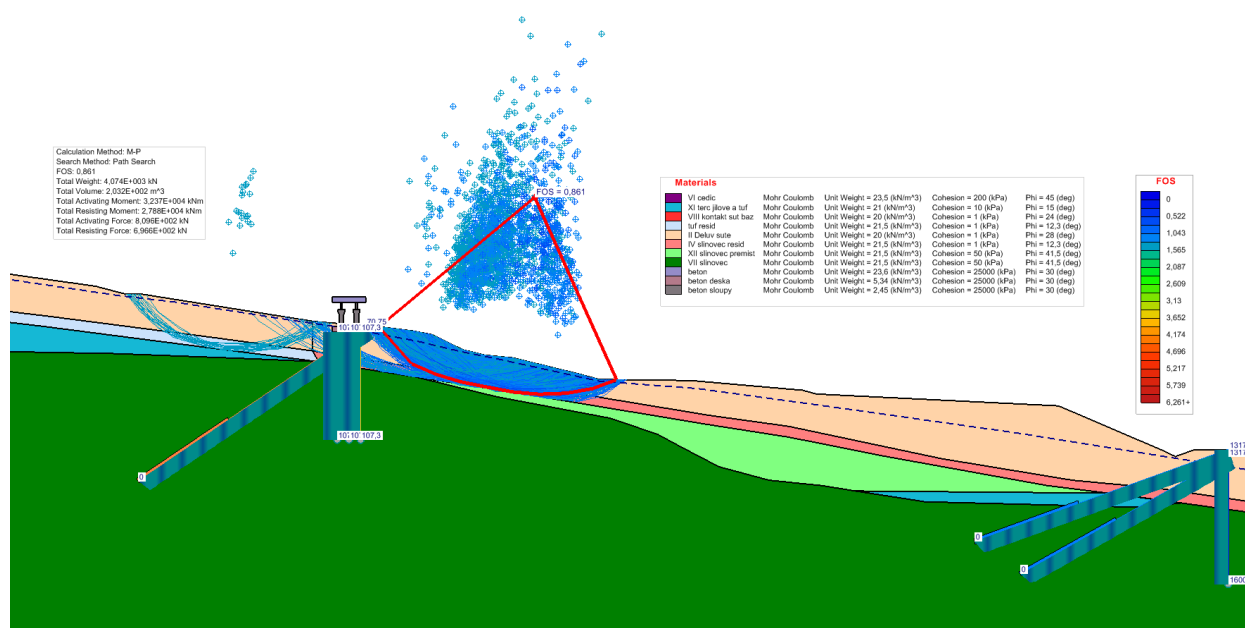
posuzovaná varianta	železniční most
smyková plocha sesuvu Dobkovičky	1,711
smyková plocha o minimálním stupni stability zasahující železniční těleso	1,143
nejnepříznivější smyková plocha získaná metodou <i>path search</i> zasahující železniční těleso	1,190
nejnepříznivější smyková plocha lokální získaná metodou <i>path search</i> (nezasahuje železniční těleso)	0,861



Obrázek 22: Výsledek výpočtu, varianta železničního mostu, smyková plocha sesuvu Dobkovičky.



Obrázek 23: Výsledek výpočtu, varianta železničního mostu, smyková plocha s minimálním stupněm stability zasahující trasu železnice.



Obrázek 24: Výsledek výpočtu, metoda path search, varianta železničního mostu, smykové plochy o $FS < 1,7$ a kritická smyková plocha. Smykové plochy nad železničním tělesem mají $FS > 1,56$, jejich aktivace tedy není očekávaná. Na rozdíl od železničního násypu ovšem smykové plochy o $FS < 1,25$ zasahují trať.

8 Závěry a doporučení

Ve zprávě byly posouzeny dvě varianty vedení železniční tratě přes sesuv Dobkovičky navržené v referenci [10] a výsledky byly porovnány se simulací počátečního stavu po druhé etapě sanace sesuvu Dobkovičky. Všechny analýzy byly prováděny při nepříznivé úrovni hladiny podzemní vody. Celkové shrnutí výsledných stupňů stability je v tabulce „Tabulka 5“.

8.1 Shrnutí výsledků

Tabulka 5: Celkové shrnutí výsledků výpočtů.

posuzovaná varianta	základní výpočet bez železničního tělesa	železniční násyp	železniční most
smyková plocha sesuvu Dobkovičky	1,650	2,052	1,711
smyková plocha o minimálním stupni stability zasahující železniční těleso	0,843	2,869	1,143
nejnepříznivější smyková plocha získaná metodou <i>path search</i> zasahující železniční těleso	0,910	2,980	1,190
nejnepříznivější smyková plocha lokální získaná metodou <i>path search</i> (nezasahuje železniční těleso)	0,862	0,970	0,861

Na základě výsledků lze konstatovat následující:

- **Stupeň stability na smykové ploše sesuvu Dobkovičky v celém jejím rozsahu je vysoký – stupeň stability pro základní stav je 1,65** a ten se dále zvyšuje při vedení staticky zajištěného drážního tělesa. Reaktivaci sesuvu Dobkovičky v celém jeho rozsahu a ohrožení drážního tělesa nově budovanou železniční tratí nelze očekávat.
- Oblast vedení drážního tělesa je v současném stavu potenciálně nestabilní. Stupně stability na lokální smykové ploše o délce 50-60 m začínající těsně nad plánovaným drážním tělesem a končící několik desítek metrů pod ním klesá pro nepříznivou hladinu podzemní vody pod $FS=1$. **Výstavba drážního tělesa bez odpovídajícího statického zajištění tedy není možná.**

- **Navržená varianta statického zajištění varianty železničního násypu je výrazně naddimenzovaná:** lokální stupeň stability se zvyšuje až na hodnotu $FS=2,869$. V případě volby varianty železničního násypu jako vhodné varianty k překlenutí sesuvu Dobkovičky lze statické zajištění výraznou měrou odlehčit.
- **Navržená varianta statického zajištění železničního mostu je poddimenzovaná.** Pro navrženou konfiguraci dosahuje stupeň stability pouze $FS=1,143$. Tato hodnota je ovšem ovlivněna 2D aproximací třírozměrného problému. Pilíře mostu jako takové budou lokálně stabilnější a naopak oblast mezi pilíři může mít při nepříznivé hladině podzemní vody stupeň stability nižší než $FS=1$. To vede na nebezpečí sesuvu mezi pilíři, který by nutně ohrožoval mostovou konstrukci jako takovou.
- **V obou případech (násyp i most) existuje reálné nebezpečí vzniku sesuvu začínajícího těsně pod statickým zajištěním drážního tělesa.** Takový sesuv by měl negativní vliv na stabilitu a deformaci drážního tělesa z důvodu snížení pasivního zemního tlaku působícího na statické zajištění konstrukce.

8.2 Doporučení

Doporučení pro volbu způsobu překlenutí sesuvu v km 24,200 – 24,400 je následující. **Na základě výsledků výpočtů se doporučuje varianta železničního násypu.** Varianta je podle názoru zpracovatele vhodnější ze dvou základních důvodů:

1. Tato varianta zahrnuje statické zajištění drážního tělesa v celé jeho délce, která se ukazuje jako nutná vzhledem k nízkému lokálnímu stupni stability v základním stavu.
2. Vzhledem k problematické stabilitě je železniční násyp vhodnější protože má větší toleranci na deformace, které v této oblasti nevyhnutelně hrozí i při důkladném statickém zajištění.

V případě volby této varianty se doporučuje odlehčení statického zajištění, které je v návrhu výraznou měrou naddimenzováno. Naopak je třeba posoudit a zohlednit nebezpečí vzniku sesuvné deformace těsně pod násypem. To si může vyžádat doplňující statické zajištění.

V souladu s návrhem z [10] zpracovatel této zprávy souhlasí, že železniční násyp je méně výhodné řešení z hlediska režimu podzemních vod. Povrchová voda se za tělesem může akumulovat a dotovat tak horizont podzemní vody. Proto se doporučuje provedení násypu z propustného materiálu a je třeba dbát důraz na důsledné odvodnění násypu i celé oblasti.

V případě volby varianty železničního mostu se doporučuje, aby statické stabilizační opatření bylo projektováno jako **kontinuální pilotová stěna** přes celý sesuv Dobkovičky. Stejně jako v případě železničního násypu bude třeba posoudit nutnost další řady stabilizačních prvků pro zamezení sesuvu těsně pod trasou železnice. Tímto je ovšem snížena výhoda mostního ře-

šení z hlediska režimu podzemních vod, protože pilotová stěna může podzemní vodě tvořit bariéru stejně jako v případě železničního násypu (výhoda mostního řešení pro režim povrchových vod zůstává). Ovlivní se tak též relativní bilance nákladů mostního řešení vs. násyp.

V tabulce „Tabulka 6“ je přidán komentář závěrů studie z [10].

Tabulka 6: Komentář k závěrům studie [10] na základě výsledků posouzení z této zprávy.

	Var. A) Zemní těleso: citace z [10]	Var. B) Přemostění: citace z [10]	Vhodná varianta: návrh z [10]	Komentář k citacím z [10] na základě výsledků této zprávy	Upravený návrh vhodné varianty na základě výsledků této zprávy
Investiční náklady	161 mil. Kč	107 mil. Kč	B	Na základě výsledků výpočtů bylo konstatováno, že varianta A je výrazně naddimenzovaná, naopak varianta B v případě její volby bude vyžadovat provedení statického stabilizačního prvku (pilotové stěny) podél celého železničního tělesa. To výrazně ovlivní bilanci nákladů. Upravené náklady ovšem nebyly posuzovány.	Pravděpodobně A, nebylo ovšem kalkulováno.
Rizika	Případný drobný pohyb tělesa může být "opraven" podbitím koleje. Komplikovaně se však bude určovat přesné místo pohybu a deformace.	U mostního objektu bude jednodušší monitoring a diagnostika pohybů. Komplikovanější bude případná rektifikace.	A,B	Argumentaci negativ A a pozitiv B považuje zpracovatel této zprávy za neopodstatněnou. Podle zpracovatele jednoznačně převažuje výhoda násypu, který má vyšší tolerance na případné pohyby, které se v této oblasti zdají jako nevyhnutelné.	A
Geotechnický pohled	Násep výrazně přitíží dosud neulehlé zbytky sesutých hmot. Z toho důvodu je nutné realizovat zajištění svahu pilotovou kotvenou stěnou. Očekáváme možnost sedání tělesa vlivem konsolidace sesutých hmot.	Mostní objekt staticky nezatěžuje zbytek sesutých hmot, mostní otvory umožňují bezproblémový odvod vody. Lze předpokládat, že niveleta koleje bude stabilní.	B	Vzhledem k nízké stabilitě trasy v současném stavu se doporučuje realizovat průběžnou kotvenou pilotovou stěnu v obou variantách. Sedání tělesa násypu lze očekávat a s nižším zatížením oblasti mostním tělesem lze souhlasit, podle názoru zpracovatele jsou ale tyto nevýhody převáženy vyšší tolerancí násypu na případné pohyby. Lze souhlasit s konstatováním, že mostní těleso je výhodnější z hlediska vodního režimu (viz další bod).	A
Vodní režim	Pilotová stěna u paty svahu může narušit vodní režim v místě sesuvu. Povrchová voda nad tělesem bude kumulována do jednoho popř. dvou propustků a převáděna pod těleso násypu. Spodní voda může být zadržována pilotovou stěnou hloubky 30 m u paty tělesa.	Minimální zásah do vodního režimu. Prostor pod mostem bude umožňovat volný odtok povrchové i podzemní vody.	B	Pozitiva mostního řešení z pohledu režimu povrchových vod přetrvávají. Relativní výhodnost mostního řešení z důvodu neprůběžné pilotové stěny je ovšem eliminována z důvodu nutnosti provedení této stěny i u mostní varianty.	B (jednoznačnost hodnocení je ale nižší než v [10])
Doba výstavby	Dvě stavební sezóny vzhledem k počtu budovaných pilot 229 ks a návozu materiálů	Jedna stavební sezóna	B	Počet budovaných pilot bude při nutnosti kontinuální pilotové stěny ekvivalentní u mostního řešení i železničního násypu. Doba výstavby se tak pravděpodobně nebude příliš lišit.	A/B

doc. RNDr. David Mašín, M.Phil., Ph.D.
Univerzita Karlova, Praha
V Praze,
10. březen 2017