Posouzení stability skalních svahů

Rock Slope Stability Design

Jan Ježek¹, Jan Pruška²

Abstrakt

Numerická analýza pro určení globálního stupně stability při projektovaní rozšíření Nazdického zářezu (výška až 23,5 m, délka 760 m, 4. železniční koridor Praha – Horní Dvořiště) potvrzuje výsledky získané pomocí tradiční metody mezní rovnováhy horninového klínu podél planární smykové plochy ve skalním prostředí, jehož anizotropní chování je determinováno směry a sklony ploch nespojitosti. Výhodou použití konstitutivního modelu Jointed-Rock v numerické analýze je zejména zahrnutí anizotropního chování skalního masivu, které standardní proužková metoda či volba izotropního konstitučního modelu zanedbávají. Výhodou matematického modelování je i možná kombinace, kdy pro jednotlivé geotypy lze použít jiné konstitutivní modely a tím se přiblížit ke stavu, kdy část svahu je tvořená zeminovým prostředím a část rozpukanou horninou. Cílem statického výpočtu bylo navržení způsobu zajištění skalního zářezu v geologických podmínkách metamorfovaných hornin moldanubika prekambrického stáří (pararuly a ruly).

Klíčová slova

anizotropie, model Jointed-Rock, metoda mezní rovnováhy, 4. železniční koridor, skalní svah, stabilita svahu

Abstract

Numerical analyses for determination of a global factor of safety was chosen for design works of the notch extension (The Nazdice Notch, maximum depth 23,5 m, length 760 m, railway connection line Prague - České Budějovice adjustment) and herewith confirms results gained by limit equilibrium method. Both methods - numerical and traditional - were used for the rock slope stabilization protection design. Numerical analyses based on Jointed-Rock constitutive model is advantageous in including the characteristics of the anisotropic behaviour of rock mass. This is neglected when using analytical Method of slices or choice of the isotropic material model. Furthermore, the combination of the Jointed-Rock model for rock mass and Hardening-Soil model for quaternary part of the slope in one calculation environment is also the advantage. Calculations aim to optimize the rock slope stabilization design of the Nazdice Notch extension in geological conditions of metamorphic rocks of pre-cambrian age.

Key words

anisotropy, Jointed-Rock material model, limit equilibrium method, 4th Czech rail corridor, rock slope, slope stability

¹ České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky, Thákurova 7/2077166 29 Praha 6 Dejvice, jan.jezek@fsv.cvut.cz.

² České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky, Thákurova 7/2077166 29 Praha 6 Dejvice, jan.pruska@fsv.cvut.cz.

1 Úvod

Článek se zabývá návrhem rozšíření tzv. "Nazdického zářezu" v rámci nyní připravované výstavby úseku Sudoměřice – Votice, který je součástí 4. železničního tranzitního koridoru, tj. trati Praha – Č. Budějovice – Horní Dvořiště. Projekční práce ve stupni "Projekt" probíhaly na přelomu let 2012 a 2013. Účelem článku není prezentace navrhovaného řešení jako takového, snahou je představit užité metody posouzení stability skalního zářezu při omezených inženýrsko-geologických podkladech zájmového území a využití různých postupů výpočtů pro účel praktického řešení. Autor článku je zpracovatelem posudků a projektu v rámci jeho bývalého zaměstnání u společnosti SUDOP PRAHA a.s.

2 Historické souvislosti, popis zájmového území

Zářez je situován na jihozápadně od města Votice, konkrétně jižně od obce Střelítov a východně od obce Nazdice. Nová trasa tratě zde povede v původní poloze, v projektu je rozšířena o druhou kolej, a tím pádem musí být pata zářezu šířkově upravena. Původní zářez byl zbudován během let 1869-71. Pro nedostatek informací o historické výstavbě byl proveden fotografický pasport projektantem. Bohužel svahy zářezu byly značně pokryty náletovou vegetací, a proto nebylo možno provést pasportizaci v takovém detailním rozsahu, jaký si projektant původně představoval. Z dokumentování stavu líce svahu vyplynulo, že exkavační práce v té době probíhaly spíše za užití ručních postupů než při užití trhacích prací. Zářez v úseku Sudoměřice – Votice v nynější podobě není nijak sanován a není užito žádných stabilizačních opatření (např. síťování, kotvení apod.). Generelní sklon původního zářezového svahu je v rozmezí cca $40^{\circ} - 60^{\circ}$.

Zářez celkově měří 760 m, z čehož první část (z hlediska staničení trati poslední část) o délce 150 m byla již zhotovena v rámci navazujícího úseku výstavby Votice – Benešov. Během rozšiřování této části zářezu v roce 2011 docházelo k samovolnému vysouvání skalních bloků a konkrétně tento úsek musel být sanován pomocí průběžného kotveného ŽLB prahu a kotvených betonových zpevňujících prefabrikátů. Horní etáž zářezu byla zpevněna systémem svahovek spolu s prokotvením pomocí tyčových svorníků. Bohužel sklon svahu nebylo možno upravit kvůli vedení trasy místní komunikace spojující přemostění železničního koridoru na komunikaci č. 121 a obec Jestřebice na komunikaci č. 12140.



Obr. 1 Letecká fotografie zářezu – zhotovená část je patrná mezi přemostěním a vegetací Fig. 1 Aerial photograph of the notch – finished part is situated between the bridge and free vegetation

Zdroj: https://mapy.cz/zakladni?x=14.6058934&y=49.6275740&z=17&base=ophoto

Vzhledem ke zkušenostem s výstavbou tohoto úseku a po diskusích s geotechnickým dozorem stavby bylo v rámci projekce následujícího úseku přistoupeno k posudkům stability skalního zářezu dle různých postupů, které jsou uvedeny v dalších částech článku.

Následující úsek je dlouhý cca 610 m. Tato "nová" část zářezu je součástí navazujícího úseku Sudoměřice u Tábora – Votice. Železniční trať je v celé délce zářezu vedena v přímé. Niveleta koleje stoupá ve směru staničení ve sklonu 5,049 ‰ a na konci zářezu se nachází zakružovací vrcholový oblouk o $R = 28\ 000\ km$.

Rozšíření zářezu je přímo závislé na potřebném šířkovém uspořádání trati – jejím zdvoukolejněním na pravou stranu při pohledu jih – sever, tj. po směru staničení. Omezujícím faktorem pro návrh byly striktní hranice pozemků dráhy, které v rámci DÚR (rok 2004) nebyly přehodnoceny případným přikoupením pozemků v koruně budoucího svahu. Původní návrh rozšíření zářezu a jeho plánovaný sklon byl projektován ve stupni územního řízení optimisticky bez zkušeností získaných později v rámci výstavby výše zmíněných 150 m.

Způsob zajištění svahu je navržen dle statického výpočtu respektujícího předpokládané geologické a geotechnické podmínky v místě výstavby. Zářez byl v rámci celkové dokumentace řešen samostatně jako zvláštní stavební objekt. Komplikovaná geologie a nepříliš kladné zkušenosti z provádění původní části zářezu vedly k přehodnocení původního řešení. Jedná se o stavbu spadající do 3. geotechnické kategorie, v nejhlubším místě má zářez výšku až 23,5 metrů. Rozpukanost, a především generelní sklon diskontinuit jsou taktéž v nepříznivém sklonu.

Z důvodu zkušeností se špatnými geologickými podmínkami při výstavbě již provedeného úseku stavby bylo oproti DÚR řešení pozměněno ze zajištění svazovkami na kotvený zářez opatřený horninovou sítí kombinovanou s protierozní georohoží z polypropylénových vláken, rastrem tyčových svorníků a tyčových horninových kotev. Příčné profily výkopů dosahují až plochy 176 m².



Obr. 2 Pohled na již sanovanou a původní část zářezu Fig. 2 View of the refurbished and original part of the notch Zdroj: https://www.koridory.cz/archives/3245/

3 Geologické poměry zářezu

Širší zájmové území náleží ke geomorfologickému celku Sedlecké vrchoviny. V masivu převažují sillimanit-biotitické pararuly, místy migmatitizované (přecházející až do migmatitů). V masivu se vyskytují i polohy dalších hornin – nepravidelné vložky granitoidů o mocnosti několika decimetrů až metrů, zastiženy byly také svorové ruly. Z hlediska pevnosti převažují v horninovém masivu horniny se střední pevností třídy R3, v oblasti horních partií zářezu lze očekávat horniny s nízkou pevností třídy R4 a ojediněle až velmi nízkou pevností třídy R5. Podle stupně zvětrání převažují v horninovém masívu zvětralé až navětralé horniny, v oblastech tektonického porušení a při povrchu masívu se vyskytují silně zvětralé horniny, lokálně až rozložené horniny.

a. Kvartérní pokryv

Kvartérní pokryv je tvořen převážně deluviálními, fluviálními a antropogenními sedimenty. Celková mocnost kvartérního pokryvu v trase projektovaného rozšíření zářezu místy značně kolísá. Nejčastěji se jeho mocnost pohybovala okolo 1 m, při patě svahů či drobných občasných vodotečí ale může dosahovat rozmezí až 2 - 4 m. V místě staničení km cca 110,600 pak činí i s navážkami stávajícího železničního tělesa mocnosti dokonce 9,5 m.

b. Předkvartérní podklad

Předkvartérní podklad je v zájmovém úseku tvořen metamorfovanými horninami moldanubika prekambrického stáří – pararulami a rulami. Horniny jsou převážně středně zrnité, místy zřetelně usměrněné, biotitické a sillimanit-biotitické, místy částečně silně migmatitizované, s křemennými žilami často sledujícími predisponované tektonické struktury. Generelně stupeň zvětrání hornin s narůstající hloubkou klesá. Hloubka intenzivního zvětrání hornin může dosahovat jednotek metrů v místech tektonického porušení pak až více než 20 m. Horniny zvětrávají převážně na písčitojílovité či písčitohlinité zeminy s proměnlivou příměsí drobnějších pevnějších úlomků a střípků matečné horniny. Se snižujícím se stupněm zvětrání se horniny rozpadají až kusovitě (úlomky o velikosti zpravidla 15 až 20 cm). Diskontinuity jsou často vyplněny limonitem charakteristickým pro tektonicky porušené zóny a působení fluidních roztoků.

c. Tektonika

V zájmovém území byl potvrzen výskyt výraznější mylonitizované zóny cca S – J směru. Horniny jsou v její blízkosti detailně provrásněny, podrceny a prohněteny, což svědčí o opakovaných tektonických pohybech podél zlomové struktury. Projevy tektoniky byly zastiženy nově prováděnými průzkumnými pracemi i archivními vrty. Nejčastěji byly zjištěny silně podrcené horniny s tektonickými ohlazy a striacemi. Lokálně v místech proudění podzemních vod je hornina zcela zvětralá charakteru až jílovitopísčitých a jílovitých zemin. Podél poruchových zón docházelo v tektonickém i post-tektonickém období k cirkulaci fluidních roztoků, respektive k přínosu a odnosu minerálních látek. Hloubkový dosah zvětrání hornin v místě tektonických poruch zasahuje až pod dno zářezu – více než 23 m. Podél predisponovaných ploch bude ze stěn zářezu docházet k samovolnému vyjíždění a vypadávání horninových fragmentů o velikosti v desítkách cm až prvních metrů klínovitého tvaru. K vypadávání a vyjíždění hornin bude, vzhledem ke sklonům foliace, docházet zejména z levé (východní) strany zářezu.

d. Hlavní směry ploch nespojitosti masivu

Kromě vlastní prohlídky terénu a problematického místa byly k dispozici 2 tektonogramy DB-1 a DB-2 při zpracování dokumentace skalních výchozů při předběžném průzkumu pro

přípravnou dokumentaci stavby. Tyto tektonogramy dávají alespoň orientační představu o hlavních směrech sklonech ploch nespojitosti. Na obrázcích číslo 3 a 4 jsou patrné směry, které byly popsány geologem při průzkumu skalních výchozů v oblasti Nazdice. Tyto výchozy se však týkaly protějšího, tj. západního svahu zářezu. Z provedeného průzkumu bodově vyplývají tyto geotechnické parametry:

- směr a sklon nového projektovaného svahu: 315°/35° až 52,5° (podle projektovaného úseku)
- směr a sklon diskontinuity P1: 290°-295°/30° až 40° (dle obou tektonogramů DB-1 a DB-2)
- směr a sklon diskontinuity P2: 20°/70° až 80° (dle obou tektonogramů DB-1 a DB-2)
- směr a sklon diskontinuity P3: 320°/85° (dle tektonogramu DB-1)
- směr a sklon diskontinuity P3: 60°/60° (dle tektonogramu DB-2)
- charakteristický interval puklin: 150 mm
- charakter dominujících ploch: zvlněné drsné
- vrcholový úhel vnitřního tření na puklině: $\phi = 48^{\circ} 65^{\circ}$
- reziduální úhel vnitřního tření na puklině: $\varphi_{PR} = 27^{\circ}$ (PR.puklina; reziduální)
- počáteční smyková pevnost intaktní horniny: $\tau_0 = 46 47$ kPa
- úhel vnitřního tření intaktní horniny: $\mathbf{\phi} = 71^{\circ} 72^{\circ}$
- malá blokovitost: $Jv = 19,5 26,5/m^3$
- RQD = 28 50 %
- RMR = 43 44
- SMR = 34 38
- parametr $m_{DB1} = 0,4778$ a $m_{DB2} = 0,4344$ (Hoek Brown)
- parametr $s_{DB1} = 0,000086$ a $s_{DB2} = 0,000082$ (Hoek Brown)
- parametr $A_{DB1} = 0,3405$ a $A_{DB2} = 0,3314$ (Hoek Brown)
- parametr $B_{DB1} = 0,7066$ a $B_{DB2} = 0,7063$ (Hoek Brown)
- parametr $T_{DB1} = -0,00019$ a $T_{DB2} = -0,00019$ (Hoek Brown)









Poznámka k tektonogramům: sklon a směr svahu platí pro opačnou stranu zářezu tam, kde byly zdokumentovány skalní výchozy pro určení ploch nespojitosti.

e. Hydrogeologické podmínky

Skalní podklad se vyznačuje filtrační nestejnorodostí způsobenou zejména rozdílným stupněm tektonického porušení a zvětrání masivu. Podzemní voda je vázána především v kvartérních zeminách při jejich bázi, dále pak ve svrchních zónách zvětralého a rozvolněného skalního podloží a zejména i v tektonicky porušených zónách. Hlouběji ve skalním masivu se pukliny uzavírají a masiv se tak pro vodu stává prakticky nepropustným – neplatí pro tektonické linie. Podzemní voda je hlouběji v masivu vázána pouze na zóny zlomových porušených či podrcených pásem nebo na nezajílované otevřené pukliny, kde patrně dochází k přínosu více mineralizovaných podzemních vod. V zářezech realizovaných ve skalním prostředí bude docházet k nesoustředěným rozptýleným výronům vod z puklinových systémů.

4 Výpočty stability skalního svahu – vstupní geotechnické údaje

a. Úvod

Při určování globální i lokální stability svahu bylo použito následujících metod posouzení:

- 1) Klínová metoda celkové stability při použití planární smykové plochy
- 2) Klínová metoda lokální stability prostorového horninového klínu
- Ověření celkové stability svahu metodou φ c redukce v geotechnickém programu Plaxis při využití konstitutivních vztahů Hardening - Soil a Jointed - Rock

b. Volba prezentovaného řezu a volba systému diskontinuit

Posudky stability skalního svahu byly provedeny pro stupeň PD "Projekt" celkem v 6 různých řezech, přičemž řez ve staničení v km 111,490 vykazoval nejnepříznivější globální stupeň stability. Tento řez sice nedosahuje nejvyšší hloubky zářezu, ale z geologického hlediska je nejvíce postižen tektonickými poruchami až k bázi svahu.

Mimo posudek stability lokálního prostorového klínu (3D prostorový horninový klín) se jednalo o dvoudimenzionální řezy kolmé na osu tratě, tj. dle tektonogramu ve směru a sklonu: 45° (225°)/90°.

Diskontinuita P2 probíhá přibližně rovnoběžně s geometrií příčného řezu, navíc její sklon je skoro svislý (70° - 80°). Tu díky svému směru a sklonu nebylo možno ve 2D řezech rozumně zahrnout. Plocha nespojitosti P3 má v obou případech rozličný směr a sklon, že lze jen těžko odhadnout její převládající geometrické vlastnosti.

Jako nejnepříznivější systém nespojitosti byl vyhodnocen systém P1, jelikož je téměř rovnoběžný se svahem zářezu a je skloněn nepříznivě ven "ze svahu". Jedná se o případ naznačený na obrázku 5.



Obr. 5 Diskontinuity P1 vycházejí ven ze svahu Fig. 5 Strike and dip of the P1 system of discontinuities Zdroj: Barták, Jiří; Bucek, Miloš: Podzemní stavby. ES ČVUT, Praha, 1989

5 Výpočty stability skalního svahu – klínová metoda mezní rovnováhy podle rovinné smykové plochy

a. Geometrie řezu km 111,490

Globální stupeň stability byl ověřen rozkladem sil podél rovinné smykové plochy ve 2D řezu. Sklon smykové plochy byl nastaven dle systému P1, tj. 40°. V tomto geologicky nepříznivém místě nebylo možno sklon zářezového svahu vzhledem k nepříznivému průběhu hranice záboru stavby v jeho koruně navrhnout v přirozeném sklonu hlavní plochy nespojitosti.



Obr. 6 Stabilizační opatření svahu v řezu ve staničení km 111,490 Fig. 6 Rock slope stabilization protection at km 111,490 stationing Zdroj: Výkresová část projektu zářezu "Modernizace trati Sudoměřice u Tábora – Votice" (Ježek, 2013)

V cca 60 - 70 % délky úpravy zářezu se v projektu podařil návrh ve sklonu rovnoběžném s převládajícím sklonem systému diskontinuit. Některá místa nebylo možno takto optimálně řešit, nejstrmější sklon jednotlivých etáží byl zvolen 52,5° (Obr. 6), a to z důvodu stejného sklonu první etáže již zhotoveného navazujícího úseku stavby Votice – Benešov tak, aby navázání na realizovaný úsek bylo co nejvíce plynulé.

Geologický vrt J 661 o jednotlivých rozhraních při projekčních pracích dával jen orientační představu, neboť jeho umístění je 100 m od řešeného řezu délkově proti staničení a 43 m kolmo na osu stávající tratě. Na obr. č. 6 si lze všimnout sklonu svahu původního zářezu z roku 1871 – 42°, což přesně odpovídá systému diskontinuit P1. Sklon původního svahu nepřímo poukazuje na respektování puklinatosti masivu našimi předky. V dnešní době se často tyto věci při přípravných projekčních pracích přehlíží, anebo tlaky na snižování finančních nákladů na výkupy pozemků vedou k řešením, které jsou často ve výsledku nákladnější, a to pro mnohem větší výměry zajišťovacích prvků.

b. Volba geotechnických parametrů

Bylo uvažováno s následujícími parametry:

Tab. 1 Geotechnické parametry užité ve výpočtuTab. 1 Geotechnical characteristics of the MC criterion used in calculationZdroj: Zpráva statického výpočtu pro projekt zářezu v rámci celkových projekčních prací "Modernizace trati
Sudoměřice u Tábora – Votice" (Ježek, 2013)

Materiál	γ (kNm ⁻³)	c _{joint} (kPa)	φ _{joint} (°)
R2-3/M4 (pararula navětralá)	25,0	1	27

Z důvodu nedostatku detailnějších informací byly zvoleny konzervativní parametry smykové pevnosti masivu podél plochy nespojitosti. V koruně svahu bylo uvažováno i s případnou svislou tahovou trhlinou, neboť koruna svahu se nachází již v kvartérním pokryvu.

Soudržnost na puklině byla volena v podstatě nulová, a to z důvodu nezachycení významných jílovitých výplní puklin.



c. Výsledek globální stability dle rovinné smykové plochy

Obr. 7 Schéma rozkladu sil podle rovinné smykové plochy Fig. 7 Force decomposition along the discontinuity dip Zdroj: Manuál pro software GEO 5 – skalní svah <u>https://www.fine.cz/ke-stazeni/inzenyrskemanualy/194/cs/manual-28_cz_skalni-svah-1/</u>

Vlastní teorie výpočtu globální stability skalního masivu považovaného v tomto případě za 2D horninový klín s rovinnou smykovou plochou podle sklonu nejnepříznivější diskontinuity je jednoduchá. Bohužel z praktického hlediska je definování smykových parametrů na puklině inženýrský oříšek, zvláště když nejsou k dispozici laboratorní testy určení obálky pevnosti materiálu podél predisponované smykové plochy. Počáteční smyková pevnost (soudržnost) puklinového systému záleží především na výplni diskontinuit. Její velikost je však ve výpočtech zásadním faktorem ovlivňujícím konečnou hodnotu stupně stability F_S . Výsledky výpočtu dle výše uvedených nastavení smykových vlastností podél sklonu nejnepříznivější diskontinuity jsou uvedeny v tabulce 2.

Tab. 2 Výsledky výpočtu

Tab. 2 Calculation results

Zdroj: Zpráva statického výpočtu pro projekt zářezu v rámci celkových projekčních prací "Modernizace trati Sudoměřice u Tábora – Votice" (Ježek, 2013)

Zkoumaný řez [km]	Typ metody	Typ smykové plochy	Fs před výstavbou	Fs po výstavbě	Procentuální zlepšení stability
111,490	MMR	Porušení dle rovinné smykové plochy II se sklonem diskontinuit	0,86	1,41	64 %

d. Dílčí závěr určení globálního stupně stability skalního svahu klínovou metodou

Z provedeného výpočtu plyne, že navržený systém zajištění rozhodně zlepšuje stávající stav svahu. Přesto výpočet klínovou metodou (pro určení globálního F_S) dává jen orientační výsledky, ke kterým je nutno přistupovat velice obezřetně. Snaha článku je přiblížit reálný případ (tzv. "case study"). Výpočty provedené během projekčních prací se netýkaly jen tohoto řezu a geomechanických vlastností uvedených v kapitole 5.2. Autor provedl celou řadu výpočtů, bohužel z nedostatku času během projekčních prací nebyla provedena přímo citlivostní analýza, je však zřejmé, že kvalita geotechnického průzkumu a možnost určení reálných parametrů smykové pevnosti podél diskontinuit je zásadní pro určení stupně stability. Tato metodika z hlediska praktického projektování má v tomto praktickém případě některé nedostatky:

- Výpočet uvažuje s jedním geotypem, respektive nelze rozumně postihnout různá geologická rozhraní. Kvartér dosahuje mocnosti do hloubky cca 1,50 m. I stupeň zvětrání se s další hloubkou zářezu mění. Tento jev se nedá touto metodou podchytit.
- 2) Při užití geotechnických parametrů dodané zpracovatelem IGP a zahrnutím předpokladů IGP do výpočtu vyplynulo, že stávající svah je nestabilní ($F_s = 0.86$). Přesto za 147 let po výstavbě zářez nejevil známky globální nestability, železniční doprava nebyla za tu dobu ohrožena tímto druhem porušení skalního masivu.

Z výše zmíněných důvodů se jeví jako správný přístup hledat počáteční smykovou pevnost diskontinuity tak, aby stupeň stability stávajícího svahu byl $F_{S, hypotetický stávajíci} = 1,00$, neboť svah je zjevně stabilní. A poté vyjádřit výsledný F_S pro navrhovaný stav. Zlepšení stability před a po plánované výstavbě lze vyjádřit procentuální změnou stavu, a to v tomto případě činilo 64 % ($F_{S, hypotetický po výstavbě} = 1,64$).

Pro splnění požadavků normy ČSN 73 6301 "Projektování železničních drah", která předepisuje posuzovat stabilitu svahu metodou mezní rovnováhy při formulaci F_S počítaného z charakteristických hodnot, je navržené zajištění dostatečné i bez úprav vstupních parametrů ($F_{S, po výstavbě} = 1,41 > F_{S, min} = 1,15$).

_		
8.5	Nejmenší stupně bez	pečnosti svahů zářezů při uvedeném druhu parametrů smykové pevnosti:
	 soudržná zemina, 	efektivní vrcholové parametry
	 soudržná zemina, 	efektivní koncové parametry
	 soudržná zemina, 	efektivní reziduální parametry
	- nesoudržná zemina,	efektivní vrcholové parametry
	- nesoudržná zemina,	efektivní koncové parametry
	- skalní hornina,	efektivní vrcholové parametry
	- skalní hornina,	efektivní koncové parametry

Obr. 8 Požadované minimální stupně stability dle ČSN 73 6301 Fig. 8 Required minimum factor of safety according to ČSN 73 6301 standard

6 Výpočty stability skalního svahu – klínová metoda mezní rovnováhy lokálního horninového bloku

a. Geometrie horninového klínu

Pro účel lokální stability horninového klínu (3D prostorový horninový klín) bylo uvažováno s kombinací systémů P1 a P2 (pro případ výchozu DB-1); a s kombinací systémů P1 a P3 (pro případ výchozu DB-2).

Smykové plochy byly zadány směrem a sklonem spádnice stěn tvořící horninový klín. Při výpočtu bylo uvažováno se svahem (stěnou) výšky 4 m, jelikož se jedná o největší výškový rozdíl mezi jednotlivými kotevními řadami. Jedna kotevní úroveň zajišťuje rozteč horninového klínu 2 m nad a 2 m pod. Na tento blok byla aplikována kotevní síla F = 200 kN (uvažována menší ze dvou navrhovaných kotevních sil po délce zářezu).

b. Volba geotechnických parametrů

Do výpočtů byly zahrnuty směry a sklony diskontinuit P1, P2 a P3 dle tektonogramů DB-1 a DB-2. Soudržnost na puklinách c = 0 kPa a zadaný reziduální úhel na diskontinuitách φ = 27°:

Tab. 3 Geotechnické parametry užité ve výpočtuTab. 3 Geotechnical characteristics of the MC criterion used in calculationZdroj: Zpráva statického výpočtu pro projekt zářezu v rámci celkových projekčních prací "Modernizace trati
Sudoměřice u Tábora – Votice" (Ježek, 2013)

Materiál	γ (kNm ⁻³)	c_{joint1} (kPa)	$\boldsymbol{\phi}_{joint1}$ (°)	c _{joint2} (kPa)	$\mathbf{\phi}_{joint2}$ (°)	c _{joint3} (kPa)	$\mathbf{\phi}_{joint3}$ (°)
R2-3/M4 (pararula)	25,0	0	27	0	27	0	27

Z důvodu nedostatku detailnějších informací byly zvoleny konzervativní parametry smykové pevnosti masivu podél všech systémů ploch nespojitosti.

c. Výsledek lokální stability prostorového horninového klínu

Tab. 4 Výsledky výpočtu

Tab. 4 Calculation results

Zdroj: Zpráva statického výpočtu pro projekt zářezu v rámci celkových projekčních prací "Modernizace trati Sudoměřice u Tábora – Votice" (Ježek, 2013)

Zkoumaný blok [km]	Typ metody	Typ smykové plochy	Fs před výstavbou	Fs po výstavbě	Procentuální zlepšení stability
DB 1	MMR	Porušení dle smykových ploch horninového klínu	0,68	2,89	325 %
DB 2	MMR	Porušení dle smykových ploch horninového klínu	1,33	2,41	81 %



Obr. 9 Tektonogram DB-1 Fig. 9 Tectonogram DB -1

Obr. 10 Tektonogram DB-2 Fig 10 Tectonogram DB -2





Obr. 12 Tvar klínu dle DB-2 Fig. 12 Rock block DB-2 shape

Zdroj: Zpráva statického výpočtu pro projekt zářezu v rámci celkových projekčních prací "Modernizace trati Sudoměřice u Tábora – Votice" (Ježek, 2013), při použití výstupů softwaru Geo 5 – Horninový klín

d. Dílčí závěr určení lokálního stupně stability prostorového horninového bloku

Stupeň stability horninového bloku, pokud jsou k dispozici správně zdokumentované směry a sklony hlavních ploch nespojitosti, je pro projektanta uchopitelný údaj. Lokální horninové bloky na povrchu jsou i vizuálně popsatelné (geologickým kompasem) oproti povětšinou odhadnuté smykové ploše pro globální stupeň stability. Bez složitých a drahých geofyzikálních metod lze jen těžko odhadnout drsnost a celkový průběh diskontinuity probíhající někde hluboko v masivu pro výše popsaný případ globální stability.

Výpočet pro lokální stabilitu horninového bloku dobře slouží pro dimenzování potřebné síly kotevních prvků a jejich rozteč. Pro případ Nazdického zářezu byl zvolen postup, kdy byla ověřena únosnost 1 kotevního prvku pro daný horninový blok. Menší, kotvami nezajištěné bloky (cca o objemu 1 m³) a jejich nestabilní úlomky zajistí horninová síť.

Z hlediska standardní geotechnické projekční činnosti pro stanovení rozteče kotevních prvků a ověření potřebné kotevní síly je tato metoda velmi vhodná a přehledná.

7 Výpočty stability skalního svahu – metoda φ – c redukce

a. Úvod

K ověření klasických výpočetních postupů bylo přistoupeno k modelování řezu km 111,490 000 pomocí metody konečných prvků. Stabilita svahu byla ověřena tzv. metodou φ – c redukce, která poměrem napjatostně-deformačního stavu k definitivnímu kolapsu konstrukce při dosažení obálky pevnosti vykazuje výsledný stupeň stability.

b. Základní popis modelu

Statický výpočet svahu byl proveden programem PLAXIS 2D 2012 od firmy Plaxis BV Delft. Ve dvourozměrném modelu byl masiv definován jako homogenní, izotropní (pro vrstvy geomateriálů Q-F3/MS a M1-R6) a anizotropní (pro vrstvy geomateriálů M2-R5 a M4-R2/3) pružně – plastický materiál podle konstitutivního modelu Hardening-Soil, respektive Jointed-Rock ve stavu rovinné deformace.

Model popsal fázově průběh provádění výkopu zářezu ve 2D řezu při dodržení celé historie výstavby zářezu od provedení z roku 1871 a následný postup navrhovaného rozšíření. Před modelováním výstavby nynějšího rozšíření zářezu byly vynulovány deformace masivu při zachování napjatostního stavu v masivu vlivem předchozí exkavace.

c. Volba geotechnických parametrů

Oproti standardní metodě mezní rovnováhy bylo v případě výpočtu MKP využito pokročilejších konstitutivních modelů. Především snaha o respektování sklonů diskontinuit byl zvolen konstitutivní model AJRM (Anisotropic Jointed-Rock Model). Zároveň pro popis chování kvartérního povrchu a geotypu silně zvětralých pararul bylo užito hyperbolického konstitutivního modelu Hardening-Soil.

Přesto, že byl dispozici soubor parametrů pro konstitutivní model Mohr-Coulomb, lze z nich přibližně definovat parametry pro Hardening-Soil. Navíc je zřejmé, že pro celkovou stabilitu svahu jsou zásadní pevnostní parametry, přičemž deformační parametry nebylo nutné definovat naprosto přesně.

- E_{oed} lze přibližně definovat z E_{def} pomocí vztahu přes koeficient β
- β převodní součinitel je funkcí Poissonova čísla materiálu
- E_{50} je sečnový přitěžovací modul při 50 % vyčerpání smykové pevnosti v poloskalních materiálech; lze uvažovat $E_{50} \cong 1, 0 1, 1 * E_{oed}$
- E_{ur} odlehčovací modul pružnosti zpravidla bývá 3 5 * E_{50} podle druhu materiálu, při volbě 3 násobku je nastavení na straně bezpečnosti

Pro účel statického posudku jsou tyto postupy dostačující z výše zmíněných důvodů. Vhodnost použití konstitutivního vztahu (Hardening-Soil) především pro odlehčovací úlohy je dána nelinearitou chování deviátorového napětí na přetvoření. Lze tedy očekávat i při přibližném určení těchto parametrů vhodnější deformační chování materiálů poloskalního typu než při použití základního lineárně elasto-plastického modelu Mohr-Coulomb. Pro maximální využití tohoto konstitutivního vztahu je samozřejmě vhodné korelovat parametry dle výsledků laboratorních zkoušek.

V souladu s výpočty klínovou metodou byl u hornin M2 až M4 použit materiálový model Jointed-Rock, který zohledňuje anizotropní chování skalního masivu a směr diskontinuit. V případě implementované varianty modelu Jointed-Rock v programu Plaxis se prostředí chová jako "laminární model", tedy snižuje pevnostní charakteristiky prostředí v daném zvoleném sklonu hlavní plochy nespojitosti. Jako kontinuum nepopisuje diskontinuity diskrétně, na rozdíl od výpočtů provedených metodou oddělených prvků. Jointed-Rock rozlišuje 2 typy deformačních modulů pružnosti:

- E1 modul pružnosti intaktní horniny (rovnoběžně se směrem rozpukání),
- E₂ modul pružnosti vlivem rozpukání (kolmo na směr rozpukání),
- v₁ Poissonova konstanta pro intaktní horninu,
- v₂ Poissonova konstanta vlivem rozpukání (kolmo na směr rozpukání),
- φ a c se zadává jako pevnostní charakteristiky na diskontinuitách,
- intaktní hornina (masiv) je lineárně elastická.

Tab. 5 Geotechnické parametry užité ve výpočtu pro model Hardening-Soil Tab. 5 Geotechnical characteristics of the HS model used in calculation

Zdroj: Zpráva statického výpočtu pro projekt zářezu v rámci celkových projekčních prací "Modernizace trati Sudoměřice u Tábora – Votice" (Ježek, 2013)

Materiál	γ (kNm ⁻³)	E _{oed} (MPa)	E ₅₀ (MPa)	E ur (MPa)	c ef (kPa)	$\boldsymbol{\phi}_{ef}\left(^{\circ} ight)$	ν	ν_{ur}	ψ(°)	m
F3/MS	18,2	12,8	14,1	42,3	18	27	0,35	0,20	0	0,5
R6/M1 pararula	20,7	16,0	17,6	52,9	15	27	0,35	0,20	2	0,6

Tabulka 6: Geotechnické parametry užité ve výpočtu pro model Jointed-Rock Table 6: Geotechnical characteristics of the AJR model used in calculation Zdroj: Zpráva statického výpočtu pro projekt zářezu v rámci celkových projekčních prací "Modernizace trati Sudoměřice u Tábora – Votice" (Ježek, 2013)

Materiál	γ (kNm ⁻³)	E _{def1} (MPa)	ν ₁	E _{def2} (MPa)	ν2	c _{ef joint} (kPa)	$\phi_{ ext{ef joint}}$ (°)	sklon (°)
R5/M2 pararula	21,5	35,0	0,32	25	0,10	1,0	27,0	40
R2-3/M4	25,0	400,0	0,22	100	0,10	1,0	27,0	40

Kotvení svahu bylo namodelováno pomocí prvků "node-to-anchor" což je 1D prvek přenášející požadovanou osovou sílu mezi dvěma uzly sítě MKP. Prvek je namodelován jako elastický s jediným vstupním parametrem, a to normálovou tuhostí EA. Posudky kotev byly provedeny standardní metodou při ověření normálové a smykové únosnosti ocelového průřezu kotev a ověření vytržení injektovaného kořene z masivu.

d. Hardening-Soil model

Konstitutivní model Hardening-Soil (Vermeer et al., 1999) je modifikovaný isotropní pružně-plastický model, popisující chování elastického přetváření materiálů se zavedením nelinearity (hyperbolické) závislosti deviátorového napětí $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$ na osovém přetvoření ε_1 . Tato hyperbolická závislost byla již popsána v 60. letech (Kondner, 1963) a je součástí poměrně často používaného modelu Duncan-Chang (1970).

Obecně se jedná o nelineární pružně-plastický model se 2 typy izotropního zpevnění, popsaným podle teorie plasticity:

- Smykové zpevnění v nesdružené plasticitě [non-assosiated plasticity],
- Tlakové zpevnění ve sdružené plasticitě (osové stlačení v edometru) [assosiated plasticity].

Další významná vlastnost Hardening-Soil modelu je definice plochy plasticity. Nezávislým zadáním edometrického modulu E_{oed} a triaxiálního sečnového modulu E_{50} je v deviátorové rovině kontrolováno zpevnění posunem plochy plasticity. Zatímco E_{50} kontroluje velikosti plastických přetvoření spojených se smykovým zpevněním podél plochy plasticity, E_{oed} kontroluje objemové zpevnění podél uzavření osy hlavního středního napětí p - vršku plochy plasticity. Plocha plasticity má hexagonální tvar, podobný modelu Mohr-Coulomb s "čepičkovým" zaoblením kolem osy p. Tato podmínka umožňuje popsat porušení materiálu i volumetrickým stavem napjatosti.





Obr. 14 Obálka pevnosti v deviátorové rovině Fig. 14 Yield contour in principal stress space

Zdroj: Plaxis - material models manual

e. Jointed-Rock model

Materiálový model Jointed-Rock je ve své podstatě anizotropní varianta Mohr-Coulombova materiálového modelu. Jeho výhodou je schopnost popsat odlišné chování materiálu v různých směrech. Jedná se tedy o vhodný konstitutivní model pro rozpukaný horninový masiv, u kterého se dá definovat převládající směr ložení a ploch nespojitosti.

Model počítá s anizotropní maticí tuhosti **D***. Různé deformační charakteristiky masivu jako neporušeného materiálu versus deformační charakteristiky kolmé na jeho vrstevnatost popisují rozdílné chování materiálu v předepsaných směrech. Anizotropní chování a pružnostní charakteristiky v závislosti na směru rozpukanosti je patrný z obrázku 15.

Pevnost materiálu čili obálka pevnosti odpovídá Mohr-Coulombovu kritériu porušení v závislosti na směr zadané plochy diskontinuity (Obr. 16). Při úvaze 3 ploch nespojitosti může dojít až ke kombinaci $2^6 = 64$ kombinací plastického porušení.

Parametry a jejich význam je patrný z kapitoly 7.3. Obecná podmínka pro vytvoření funkční matice tuhosti je počítat s nízkou hodnotou v_2 , aby se limitně neblížila k singulární matici tuhosti, jejíž determinant = 0 a tím pádem model nekonverguje. Podmínka má tento tvar:

$$v_2 \le \sqrt{\frac{E_2}{E_1} * \frac{1 - v_1}{2}} \tag{1}$$



Zdroj: Plaxis - material models manual

f. Výsledek globální stability metodou φ – c redukce

Tab. 7 Výsledky výpočtu

Tab. 7 Calculation results

Zdroj: Zpráva statického výpočtu pro projekt zářezu v rámci celkových projekčních prací "Modernizace trati Sudoměřice u Tábora – Votice" (Ježek, 2013)

Zkoumaný řez [km]	Typ metody	Typ smykové plochy	Fs před výstavbou	Fs po výstavbě	Procentuální zlepšení stability
111,490	МКР	Porušení dle smykové plochy s ohledem na sklon diskontinuit	0,85	1,53	80 %

Dílčí závěr určení globálního stupně stability skalního svahu metodou φ – c redukce g.

Geotechnické softwary v dnešní době již umožňují vcelku rychle vystavit ověřovací model prostředí. Zásadní je správná volba parametrů a rozfázování postupu výpočtu. Modelování MKP s využitím anizotropního Jointed-Rock modelu bohužel často vede k numerickým nestabilitám oproti běžnému použití isotropního modelu, obecně je prostředí mnohem choulostivější na vytvoření prvků sítě. Především nastavení konvergence výpočtu stabilitní fáze φ – c redukce chce od uživatele trochu zkušeností.

Výsledek výpočtu vedl k relativní shodě (8,5 % rozdíl) s klasickou metodou mezní rovnováhy (viz: tabulka 2 a 7) a ověřil tak jejich správnost. Zároveň další výhodou je definování deformačních změn svahu a možnost určit varovné stavy pro geotechnický monitoring i přesto, že některé deformační parametry byly odhadnuty z dílčích podkladů získaných IGP.

Zajímavý je výsledek stupně stability pro původní nezajištěný svah. Zde došlo ke shodě, avšak bylo nutno konstatovat, že svah je nestabilní ($F_s = 0.85$) což neodpovídá realitě (viz: stejné argumenty zmíněné v kapitole 5.4).

Z výše zmíněných důvodů se jeví jako správný přístup hledat počáteční smykovou pevnost diskontinuity tak, aby stupeň stability stávajícího svahu byl Fs. hypotetický stávající = 1,00, neboť svah je zjevně stabilní. A poté vyjádřit výsledný Fs pro navrhovaný stav. Zlepšení stability před a po plánované výstavbě lze vyjádřit procentuální změnou stavu, a to v tomto případě činilo 80 % ($F_{S, hypotetický po výstavbě} = 1,80$).



Obr. 17 izoplochy totálních posunů v masivu Fig. 17 total displacements in rock mass



Obr. 18 plastické zóny v závěrečné fázi výpočtu Fig. 18 plastic points + tension cut off points

Z výsledků numerického modelu je patrné z obrázků číslo 17 a 18 chování výpočtu podle predispozic daných sklonem puklinového systému P1. Oproti izotropnímu modelu se rýsuje hlavní smyková plocha svahu pod úhlem zadaného sklonu diskontinuit a má víceméně rovinný charakter. Zároveň vlivem anizotropie došlo v modelu k vytvoření plastických zón kolem tahových prvků – kořenů kotev, ale i plastických zón tvořící "tahové trhliny" kolmo na sklon k hlavnímu systému diskontinuit. Zelená vrstva přestavuje silně rozloženou pararulu pevnosti R6 v poručeném pásmu uprostřed svahu, které bylo modelováno isotropně modelem Hardening – Soil. Zde je rozložení plastických zón plošné, a tak je poněkud průběh rovinné smykové plochy narušen.

8 Zhodnocení

Použití anizotropního konstitutivního modelu Jointed-Rock v numerické analýze pro standardní návrh zajištění skalního svahu a pro určení stupně stability není často používaná metoda v našich zemích. Model potvrdil předpoklady spočtené klasickou klínovou metodou. Nejznámějším propagátorem užití Jointed Rock modelu v geotechnických úlohách je bezesporu profesor Walter Wittke. Jeho tým již po více než cca 30 let řeší mnohem komplikovanější úlohy ve skalních materiálech pomocí Jointed-Rock modelu. S výhodou byla v numerické analýze svahu využita kombinace, kdy jednotlivé geotypy byly definovány odlišnými konstitutivními modely.

Bylo by vhodné v obdobném případě v dalších projektech ověřit stupeň stability při využití Hoek-Brownových parametrů.

Poděkování

Příspěvek vznikl za podpory programu Centra kompetence Technologické agentury České republiky (TAČR), číslo projektu TE01020168.

Literatura

Bandis, S.C., Lumsden, A.C. & Barton, N.R. 1983. Fundamentals of rock joint deformation. International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 20(6): 249-268.

Dawson, E.M., Roth, W.H. & Drescher, A. 1999. Slope stability analysis by strength reduction, Geotechnique, 49(6): 835-840.

Duncan, J.M., Chang, C.Y. 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soil, J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 96, 1629-1653

Pavlík, J. 1981. Geotechnické způsoby určování stability skalních stěn, SNTL

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier P.G. 1999. The hardening soil model: Formulation and Verification, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 040 X

Wittke, W. 2014. Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM), WILEY-VCH Verlag GmbH, Print ISBN: 9783433030790, Online ISBN: 9783433604281