

Příloha č. 1 – Žádosti o zahájení habilitačního řízení

Habilitační práce



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky

Vedlejší energetické produkty v geotechnice

Habilitační práce

Obor: Teorie stavebních konstrukcí a materiálů

Ing. Jiří Košťál, Ph.D.

Praha 2024

PROHLÁŠENÍ

Jméno: Ing. Jiří Košťál, Ph.D.

Název habilitační práce: Vedlejší energetické produkty v geotechnice

Prohlašuji, že jsem uvedenou habilitační práci vypracoval samostatně a v souladu s Etickým kodexem ČVUT v Praze.

V Praze dne 16.12.2024


Ing. Jiří Košťál, Ph.D.

PODĚKOVÁNÍ

Velmi rád bych alespoň tímto aktem poděkoval následujícím blízkým osobám.

V rámci mého profesního života jsem byl nejdříve formován panem prof. Ing. I. Vaníčkem, DrSc., který mě jako první zasvěcoval do tajů mechaniky zemin a vzbudil ve mně zájem o propojení klasické mechaniky zemin a životního prostředí.

I proto jsem nastoupil do společnosti s příhodným názvem Aplikovaná geotechnika a ekologie, a.s. Zde mě odborně vedli Ing. J. Herštus, DrSc. a Ing. J. Šťastný, CSc. Díky nim jsem dále pokračoval ve svém odborném růstu a rozšiřoval si své pracovní obzory. Mimo jiné jsme spolu začali tvořit a zkoumat mechaniku vedlejších energetických produktů.

Zde jsem potkal mého životního kolegu a kamaráda Mgr. P. Černocho, kterému bych rád vyjádřil své poděkování.

Následně jsem nastoupil do společnosti INSET s.r.o. a díky velkorysosti majitele společnosti a mého přítele Ing. L. Hegrlíka jsem se mohl věnovat práci, která mě neuvěřitelně baví. Spolu jsme před 15 lety založili Divizi Energetika, která se mimo jiné věnuje geotechnice spojené s ukládáním vedlejších energetických produktů, problémům s výsypkovými tělesy a odkališti. Ludvík je pro mě nedostižným vzorem, a to nejen z pracovního hlediska, ale i díky svým lidským vlastnostem. Zároveň mi umožnil věnovat se pedagogické činnosti na Fakultě stavební ČVUT v Praze, kde mohu předávat své zkušenosti z praxe studentům.

Dále bych rád poděkoval kolegům z katedry a to jmenovitě doc. Ing. J. Jettmarovi, CSC. a doc. Dr. Ing. J. Pruškovi, vedoucím katedry geotechniky, za to, že mi byli vždy nápomocni s radou a ochotou při mé výuce i při tvorbě habilitační práce.

V neposlední řadě, o to však nejvíce, bych rád poděkoval své nejbližší rodině a kamarádům, bez jejichž lásky a porozumění by nebylo nic.

Obsah

1.	Úvod	5
2.	Vedlejší energetické produkty	6
2.1.	Technologie spalování uhlí s odsířením spalin.....	6
2.1.1.	Absorbér	6
2.1.2.	Mokrý vápencová vypírka	6
2.1.3.	Polosuchá absorpční metoda	7
2.1.4.	Fluidní spalování	8
2.2.	Složení a využití vedlejších energetických produktů	9
2.2.1.	Popílek.....	9
2.2.2.	Struska	9
2.2.3.	Energosádrovec.....	10
2.2.4.	REA produkt	10
2.2.5.	Stabilizát.....	10
3.	Soubor publikací.....	13
3.1.	Analysis of the causes of deformation of the stabilized mixture during its floating.....	14
3.2.	Real assessment of the use of secondary energy products	19
3.3.	The role of environmental geotechnics in building earth dike made from side energy products	29
3.4.	Utilization of energy by-products for ground structures in terms of production process	41
3.5.	Preparation for remediation of a former surface mine – technical reclamation area	50
3.6.	Prediction of the development of groundwater quality in a finished sludge lagoon.....	60
3.7.	Uplatnění hydrogeologického modelování při ukládání VEP	70
3.8.	Stanovení zatěsnění úložného prostoru vedlejších energetických produktů na základě experimentu insitu	82
3.9.	Studie vlivu změn hydrorežimu na stabilitu odkališť.....	94
3.10.	Geotechnický průzkum pro stavbu hrází na bývalém odkališti	105
3.11.	Řešení ukládání vedlejších energetických produktů do prostoru odkaliště ...	114
3.12.	Využití výsledků z realizace monitorovacích sond pro geotechnické posouzení stavby	127
4.	Závěr	141

1. Úvod

Česká republika se řadí mezi země, kde byla dlouhodobě prováděna velmi intenzivní těžba nerostných surovin. První suroviny byly sice rýžovány v okolí primárních ložisek, ale s postupem času převládla povrchová a pak hlubinná těžba.

Již od 19. století se těžba začíná prolínat a následně navazovat na rozsáhlou energetickou činnost. Jako zdroj tepelné či elektrické energie se začíná využívat (kromě uranové rudy) černé a hnědé uhlí. Při těžbě a následujícím zpracování nerostných surovin docházelo a dochází, i když dnes díky novějším technologiím v menší míře, k tvorbě vedlejších energetických produktů (VEP) a dalších odpadů. Část je zpětně využívána ve stavebním a keramickém průmyslu, ale většina se ukládá. Tím v krajině vzniká celá řada reliktních, které výrazně ovlivňují, a i v budoucnu budou následně ovlivňovat využití území. Oblasti a stavby s těmito negativními relikty energetické činnosti je nutno revitalizovat a sanovat. Jedná se zejména o úložné prostory vedlejších energetických produktů, výsypky, haldy a odkaliště. Základním problémem je stanovení nutných a postačujících podmínek pro jejich další využití. Další otázkou je možnost kontaminace životního prostředí látkami obsaženými v uložených VEP a odpadech. V neposlední řadě je nutné řešit problémy spojené s dlouhodobou stabilitou vlastních těles a hrází uměle budovaných úložných prostorů. Výše uvedeným se zabývá klasická geotechnika, i když můžeme říct, že vzniká nová oblast klasické geotechniky – geotechnika životního prostředí, respektive environmentální geotechnika.

2. Vedlejší energetické produkty

Vedlejší energetické produkty vznikají při výrobě elektřiny v tepelných elektrárnách či při výrobě tepla v teplárnách spalujících hnědé uhlí. Jde vlastně o odpadní hmoty vznikající při této hlavní výrobě, využitelné jako druhotné suroviny. Jedná se o 25–30 % původního objemu paliva. Původně se pro tyto hmoty používal termín tuhé produkty spalování a odsíření (TPSO), ale později byl změněn na VEP, protože nedílným vedlejším produktem je i odpadní (procesní) voda.

Vzhledem k tomu, že hlavním úkolem původců VEP, zejména v 90. letech minulého století, je výroba elektřiny a tepla, nebyl jejich výrobní program podřizován požadavkům na kvalitu vedlejších energetických produktů, maximálně byla hledána určitá míra sladění.

2.1. Technologie spalování uhlí s odsířením spalin

V ČR se používají dvě základní úpravy spalování energetického uhlí s odsířením spalin. První úpravou je přístavba absorberu k běžnému granulačnímu kotli a druhou úpravou je použití fluidního kotle v němž dochází k odsíření spalin již ve spalovací komoře kotle.

2.1.1. Absorbér

V prvním případě se metoda používá pro střední a větší jednotky granulačních kotlů, které byly v době zavádění odsíření v poměrně dobrém stavu. V takovém případě se ke kotli přistavěla odsiřovací jednotka (absorbér), kterou procházejí kouřové plyny po průchodu odlučovači popela. Během průchodu plynů absorberem se z nich odstraňují obsažené oxidy síry. Popel a struska se jímají stejně jako u neodsířených granulačních kotlů, a proto tyto složky mají stejný charakter, jako měly před zaváděním odsíření.

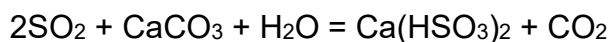
Pro odsíření spalin v odsiřovacích jednotkách připojených ke granulačnímu kotli se používají dvě různé konstrukce absorberu lišící se velmi výrazně charakterem produktu odsíření.

2.1.2. Mokrý vápencová vypírka

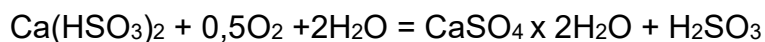
V případě výkonnějších kotlů byla použita mokrý vápencová vypírka. V tomto případě prochází kouřové plyny v odsiřovací jednotce sprchou tvořenou suspenzí jemně mletého vápence. Oxidy síry z kouřových plynů reagují s vápencem a tvoří se zrnka převážně ve formě siřičitanu vápenatého, která padají ve formě vodní suspenze

ke dnu odsiřovací jednotky, kterou tvoří nerezová nádoba. Suspenze shromážděná v této nádobě je mechanicky promíchávána a současně je intenzivně provzdušňována. Tímto procesem se oxiduje siřičitan vápenatý obsažený v suspenzi převážně na stabilnější síran vápenatý. Suspenze je potom z nádoby odebírána. Po jejím odvodnění v dalším technologickém cyklu se získává sádrovec v sytké formě jako samostatná složka VEP. S ohledem na způsob jeho vzniku se pro jeho označení používá název energosádrovec. Silně zasolená voda odloučená z energosádrovce (tzv. REA voda) se zpravidla vrací do technologického okruhu. Metoda mokré vápencové vypírky spalin patří k nejrozšířenějším jak v Evropě, tak v USA i v Japonsku. Proto si ji popíšeme detailněji.

Reakčním činidlem, na který se oxid siřičitý (SO_2) zachycuje, je vodní suspenze jemně mletého vápence a produktem odsíření je i $\text{CaCO}_3 \times 2\text{H}_2\text{O}$, energosádrovec. Účinnost zachycení SO_2 je vysoká dosahuje až 96 % při současně vysokém využití reakčního činidla vápence. Principem odsiřování je vypírání plynného SO_2 , obsaženého ve spalinách vodní vápencovou suspenzí ($\text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$) za vzniku roztoku hydrogen siřičitanu vápenatého $\text{Ca}(\text{HSO}_3)_2$. Tento proces je možné vyjádřit souhrnnou chemickou rovnicí:



Hydrogen siřičitan vápenatý je poměrně dobře rozpustná sůl, kterou lze snadno oxidovat již v odsiřovacím reaktoru, a tak získat energosádrovec. Proces oxidace vyjadřují dvě rovnice:



Aby popsany princip zdárně fungoval a produktem odsíření byl žádoucí energosádrovec, je nutné ve vodní suspenzi odsiřovacího zařízení udržovat kyselé prostředí s hodnotou pH pohybující se v rozmezí 3,5 až 5,0.

2.1.3. Polosuchá absorpční metoda

V případě menších kotlů byla použita polosuchá absorpční metoda odsíření spalin. Kouřové plyny v odsiřovací jednotce procházejí sprchou vápenného mléka. Je použita speciální technologie jeho rozprašování, zajišťující tvorbu velmi jemných kapiček vymršťovaných velkou rychlostí do kouřových plynů. Vápno obsažené v kapkách reaguje s oxidy síry v kouřovém plynu a vytváří siřičitan vápenatý. Drobná zrnka úletové frakce popela obsažená v kouřovém plynu slouží jako kondenzační jádra, na nichž se vytváří povlak siřičitanu vápenatého. Přebytečná voda

ze sprchování se teplem kouřových plynů odpaří, a ke dnu absorbéru klesají suchá zrnka produktu odsíření jako samostatně jímaná složka VEP.

Je nutno podotknout, že při výrobě vznikají také odpadní vody. Sem zejména patří odpadní vody z chemické úpravy vod (vody z anexů a katexů se míchají pro získání zhruba neutrální reakce), vody vzniklé kondenzací páry v chladících věžích a v případě mokré vápencové vypírky i zasolená voda odloučená z odvodňovaného energosádrovce. REA voda se z převážné části vrací do technologie. Směs těchto odpadních vod se používá v míchacích centrech jako záměsová voda.

Lze tedy konstatovat, že jako samostatné složky VEP vznikají:

- popelové frakce, struska, energosádrovec, odpadní voda v případě mokré vápencové vypírky;
- popelové frakce, struska, produkt odsíření, odpadní voda v případě polosuché absorpční metody.

2.1.4. Fluidní spalování

Technologie fluidního spalování se od předchozích technologií výrazně liší. V případě využití této technologie nešlo o odsíření stávajícího kotle, ale vždy o výstavbu nového, principiálně odlišného kotle.

Fluidizace je obecně děj, v němž je soubor pevných látek udržován ve vznosu proudem tekutiny. Fluidní vrstva tvoří disperzní systém, který se vytváří průtokem plynu vrstvou částic nasypných pod pórovité dno – tzv. fluidní rošt. Náplň fluidní vrstvy tvoří palivo, odsiřovací aditivum (většinou vápenec) a aditivum pro stabilitu fluidní vrstvy (inertní materiál – např. písek). Nízká teplota potlačuje tvorbu NO_x, vznikající oxid siřičitý se váže přímo v ohništi přidáváním mletého vápence.

Ve fluidním kotli se při spalování vtlačí do spalovací komory kotle mleté uhlí podobně jako u granulačního kotle, ale palivo je smícháno s mletým vápencem v množství odpovídajícím sirtatosti paliva. Další odlišností je existence tzv. fluidního lože.

Do spodní části kotle se vtlačuje vzduch v množství udržujícím vrstvu prohořívajícího paliva i hrubých frakcí popela ve vznosu. Přebytek vzduchu takto vnášeného do spalovací komory kotle umožňuje, aby reakce kouřových plynů se zrnky vápence smíchanými s palivem vyústila přímo ve tvorbu síranu vápenatého. Zrnka popela unášená kouřovými plyny slouží jako kondenzační jádra, která vysrážený síran vápenatý obaluje.

Hrubá frakce popela z prvního stupně odlučovačů (tzv. cyklón) je zpravidla vracena zpět do fluidního lože, jemnější frakce jsou potom jímaný v sérii odlučovačů a ukládány do sila. Analogem strusky z běžného granulačního kotle je v tomto

případě ložový popel. Ten však, na rozdíl od strusky, zpravidla obsahuje výrazné množství vápna nespoteřovaného v reakci s kouřovými plyny.

Samostatnými složkami VEP při spalování ve fluidním kotli jsou tedy popel neoddělitelně spojený s produktem odsíření, ložový popel a odpadní voda.

2.2. Složení a využití vedlejších energetických produktů

Podle složení se základní druhy VEP obecně dělí na: popílek, strusku a škváru (tedy produkty spalování) a REA-produkt s energosádrovcem (produkty odsíření).

Ze všech VEP lze smícháním se záměsovou vodou připravit příslušnou recepturou certifikovaný výrobek s požadovanou kvalitou. Příprava probíhá v míchacím centru, které zajišťuje dokonalou homogenizaci všech složek. Výstupní materiály pak nesou rozličná označení – aglomerát, deponát, granulát, stabilizát atd.

Základním problémem využitelnosti VEP je tedy především otázka, jak v reálné technologii elektráren a tepláren mohou kolísat vlastnosti složek vedlejších energetických produktů, připravených z těchto složek technologií míchacích center producenta a při míchání stavebním způsobem ze složek odebraných u producenta.

2.2.1. Popílek

Popílek (v suchém stavu) vzniká zachycením tuhých zbytků po spalování hnědého uhlí na elektrofiltrech v elektrostatických odlučovačích. Podle místa odloučení ze spalin, můžeme popílek rozdělit na dvě rozdílné frakce – hrubší a jemnější. Popílek se obecně využívá jako druhotná surovina pro výrobu např. betonu, maltovin, pórobetonových tvárnic, minerálních vláken, při výrobě cementu, asfaltových výrobků, umělého kameniva apod. Chemicky jde převážně o oxid křemičitý (SiO_2) a oxid hlinitý (Al_2O_3). Ve fluidních kotlích vznikají při aditivním odsíření spalovaného uhlí filtrový a ložový popílek obsahující siřičitan vápenatý (CaSO_3), síran vápenatý (CaSO_4) a nezreagované volné nehašené vápno – oxid vápenatý (CaO). Plavené struskopopílkové směsi jsou tradičně ukládány na složiště a odkaliště hydraulickou dopravou. Na rozdíl od čerstvých, suchých popílků, které jsou zpravidla součástí pevných imisí a jsou obvykle toxické, obsahuje hydrosměs popílku a strusky minimum těžkých kovů.

2.2.2. Struska

Struska vzniká jako vedlejší produkt při spalování tuhých paliv v granulačních kotlích. Struska se odlučuje ve výsypce spalovací komory kotle a dopadá do vodní lázně

(granulační nádrž), kde dochází k prudkému ochlazení a po odvodnění k následnému drcení. Složena je převážně z SiO_2 a Al_2O_3 , na rozdíl od popílku obsahuje 15 až 45 % hmotnosti vody.

Hlavní složkou škváry je SiO_2 – 55 %, dále pak příměsi Al_2O_3 – 15 až 30 %, Fe_2O_3 – 5 až 20 % a CaO – 1 až 5 %. Využití nachází zejména do násypů zemních těles, v tepelně izolační zásypech ve stavbách, pro rekultivaci skládek a úpravy terénů. Struska má nízkou objemovou hmotnost a poměrně vysokou smykovou pevnost.

2.2.3. Energosádrovec

Energosádrovec je vedlejším produktem odsíření spalin pomocí metody mokré vápencové vypírky. Jeho hlavní složkou je dihydrát síranu vápenatého $\text{CaSO}_4 \times 2\text{H}_2\text{O}$, a proto je využití energosádrovce časté jako náhrada přírodního sádrovce. Díky vysoké čistotě a kvalitě (jde o krystalizaci z roztoku) má rozsáhlé uplatnění pro výrobu stavebních materiálů a sádrokartonových desek.

Energosádrovec je zejména využíván při výrobě cementu kde slouží jako regulátor doby tuhnutí nebo aktivátor postupu tvrdnutí pórobetonu. Používá se také při výrobě omítkových směsí a při přípravě anhydritových maltovin.

2.2.4. REA produkt

Produktem polosuché metody odsíření spalin metodou rozprašovací absorpce je SDA-produkt, tj. směs především CaSO_3 , CaSO_4 a nezreagovaného $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Označení REA-produkt či REA-sádra náleží práškovému materiálu, vznikajícímu při odsířování kouřových plynů v technologiích polosuché metody odsíření, obsahujícímu CaSO_3 , CaSO_4 , uhličitán vápenatý (CaCO_2), volné nehašené vápno (CaO) a menší množství polétavého popílku.

2.2.5. Stabilizát

Stabilizátem se rozumí zvlhčená směs s vápenným pojivem vyráběná ve standardním centrálním mísícím zařízení (míchací centrum). Stabilizát je vyráběn technologickou úpravou vstupních surovin, mezi které patří homogenizovaná směs tuhých složek (50 až 70 %) – popílku, energosádrovce, mletého vápna – a záměsově vody (20 až 40 %) a často též strusky či cementu.

Pro dodržení certifikovaných vlastností stabilizátu, je nutné dodržet předepsaný poměr promísení vstupních surovin s vápnem a následné zvlhčení záměsovou vodou. V rámci procesu dochází k exotermní reakci a během několika minut

k nastartování hydratačních procesů. V alkalickém prostředí dochází k chemické pucolánové reakci, která je obdobná jako při tunutí cementu. Díky aktivní účasti volného CaO vzniká materiál s vazebnými schopnostmi a dochází k zásadním změnám fyzikálně-mechanických vlastností materiálu. Zároveň při pucolánových reakcích probíhá proces solidifikace, a tím je umožněno navázání těžkých kovů na pevnou fázi a dochází k významnému snížení jejich vyluhovatelnosti do okolního životního prostředí.

Po proběhlé reakci se stabilizát zásadně liší svými geotechnickými vlastnostmi od původních vstupních surovin. Můžeme konstatovat, že vlastnosti stabilizátu jsou obdobné vlastnostem prostého betonu. Speciálně vyráběné typy stabilizátů s vyšším obsahem vápna lze charakterizovat jako materiál nepropustný, s vysokou pevností v prostém tlaku, odolný proti mrazu a vodě. Pro geotechnická hodnocení staveb, kde je stabilizát používán, je proto rozhodující nejen jeho materiálové složení, ale i doba jeho uložení. Stabilizát se doporučuje zpracovat do 1 až 6 hodin od výroby, přičemž doba zpracovatelnosti závisí na obsahu vápna.

Vzhledem k výše uvedeným exotermním reakcím, které ihned po namísení probíhají, je stabilizát možno zpracovávat i za teplot 0 °C až +5 °C, kdy se zemní práce již běžně neprovádějí. Lze jej proto mj. využít pro výstavbu těles násypů zemních pozemních komunikací, k stabilizaci zemin (zemní pláň, do těles násypů), pro podkladní a ochranné vrstvy vozovek, protipovodňové hráze atd.

Stabilizát má největší využití v rámci obnovy krajiny – k rekultivaci prostor po těžbě nerostných surovin jako zásypový materiál, pro hráze odkališť a skládek odpadů, jako těsnící a uzavírací vrstvy skládek odpadů ve smyslu ČSN 838032 Skládání odpadů – Těsnění skládek, a také k sanaci podzemních dutin (po demolici různých stavebních objektů a starých důlních děl).

Vedlejší energetické produkty tak v současné době v podstatě nahrazují, zejména při rekultivacích a ve stavebnictví, přírodní neobnovitelné zdroje. Veškeré vyprodukované VEP jsou dnes certifikované stavební výrobky a splňují technické a další požadavky dle platné legislativy.

Celková roční produkce VEP v rámci klasické energetiky Skupiny ČEZ se dnes pohybuje na úrovni 4,2 mil. tun/rok (ČEZ EP, s.r.o. 12/2024). Z toho množství se jedná o cca 2,6 mil tun/rok popílku ze spalování hnědého uhlí a 0,9 mil. tun/rok tvoří energosádrovec. Největší využití v množství 75 % se využívá pro sanaci a rekultivaci povrchových dolů.

Je nutné podotknout, že před cca 10 lety byla produkce VEP výrazně větší a měla hodnotu cca 10 mil. tun/rok. Zároveň bude tento pokles produkce klesat, pokud bude přetrvávat politika čisté – zelené energie. Celkové množství VEP za dobu jejich ukládání, ale bude mít vysokou hodnotu, dovolím si odhadnout množství na 400 mil. tun.

3. Soubor publikací

Dále jsou uvedeny vybrané publikace, které se věnují probírané tématice – Vedlejší energetické produkty v geotechnice. Publikace jsou časově seřazeny.

1. Košťál, J. Černoch, P. Analysis of the causes of deformation of the stabilized mixture during its floating. In Recent research on geotechnical engineering, remote sensing, geophysics and earthquake seismology. Proceedings of the 1st MedGU. Istanbul 2021. Volume 3. 2024.
2. Košťál, J. Černoch, P. Real assessment of the use of secondary energy products. Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Sydney. 2022.
3. Košťál, J. Černoch, P. The role of Environmental geotechnics in building earth dike made from side energy products. Lecture Notes in Civil Engineering. Volume 90. 2021.
4. Košťál, J. Černoch, P. Utilization of energy by-products for ground structures in terms of production process. In: Earth and environmental science. 6th World multidisciplinary earth sciences symposium. Prague. 2020.
5. Košťál, J. Černoch, P. Preparation for remediation of a former surface mine – technical reclamation area. Acta Polytechnica. 2019.
6. Košťál, J. Černoch, P. Prediction of the development of groundwater quality in a finished sludge lagoon. Acta Polytechnica. 2018.
7. Košťál, J. Černoch, P. Uplatnění hydrogeologického modelování při ukládání VEP. Popílký ve stavebnictví. Brno. 2017.
8. Košťál, J. Černoch, P. Stanovení zatěsnění úložného prostoru vedlejších energetických produktů na základě experimentu in situ. Geotechnika. 2016.
9. Košťál, J. Černoch, P. Studie vlivu změn hydrorežimu na stabilitu odkališť. 14. Mezinárodní konference geotechnika. Vysoké Tatry. 2016.
10. Košťál, J. Černoch, P. Geotechnický průzkum pro stavbu hrází na bývalém odkališti. ZS Brno. 2015.
11. Košťál, J. Černoch, P. Řešení ukládání vedlejších energetických produktů do prostoru odkaliště. XIV. Hydrogeologický kongres. Liberec. 2014.
12. Košťál, J. Černoch, P. Využití výsledků z realizace monitorovacích sond pro geotechnické posouzení stavby. Geotechnika. 2014.

3. 1. Analysis of the causes of deformation of the stabilized mixture during its floating

Abstract

The article deals with the basic characteristics of the stabilized mixture in connection with its subsequent use in the restoration of the landscape (brownfields). The former open-cast mine was chosen as a model locality. The stabilized mixture was deposited by hydraulic way. Two systems of flue gas desulphurization were applied in parallel at the site: the desulphurization by the semi-dry absorption method and the fluidized-bed combustion method. The mineralogical composition of the stabilized mixture was analysed. When the stabilized mixture is deposited, some significant deformation phenomena are observed in its mass. Therefore, a basic analysis of their causes was carried out. From previous observations it is obvious that the main cause of deformation changes is variability of deposited mixture and differences in float cycles between individual storage. Also, another cause of deformation is mainly related to volume changes, associated with the stabilization and its re-flooding with water in the next storage phase.

Keywords

by-products, stabilized mixture, deformation, X-ray analysis.

1. Introduction

To intensify the usability of power plant by-products (PPBs) it is necessary to focus on their characteristics. A former open-cast mine was selected as a model site. The stabilized mixture was deposited hydraulically in the form of a thick suspension. Certain significant deformation phenomena (peeling of surface plates, networks, cracks, etc.) were observed during the deposition of the stabilized mixture. As a result, basic analysis of their causes was carried out. Two flue gas desulphurization systems were applied in parallel configuration at the power plant being studied, namely semi-dry absorption desulphurization and fluidized bed combustion. The first method produces ash fractions, slag and a dry powder product of desulphurization. Subsequently, condensation cores consisting of small grains of the fly ash fraction have coatings composed mainly of calcium sulphite. Combustion in a fluidized bed boiler produces ash fractions which bear a coating of calcium sulphate on their surface. Instead of slag a lodge ash is formed, which

also contains limestone residues that are not consumed in the desulphurization process. With water added, the wet mixtures are deposited in the designated area.

2. Deformation phenomena

PPBs have a very low consistency, and they melt easily. The deformation phenomena are related to the formation of a ridge of thrown-up blocks. Cavities formed under the ridge of elevation, the stabilized mixture in the form of plates was solid. Simultaneously, significant horizontal pressures were generated in the surface layer. The de-formations were also manifested by conspicuous elevations, which were mostly dome-shaped. When an elevation was opened with a probe, it turned out that there was a cavity inside the elevation, similar to the previous type. Unlike the surroundings, the bottom inside the cavity was reduced by the thickness of the dome wall, i.e. it was formed by the detachment of the plate from the previously deposited layers.

Since the preparation of subsequent laboratory samples did not demonstrate the formation of gas that could have contributed to the formation of these deformations, the most likely reason for the formation remains the swelling of the layer of hardened stabilized mixture after being flooded with water because of continued flooding.

A frequent deformation is represented by the formation of a network of cracks that resemble contraction crack fissures. These are formed in the drying alluvium of PPB. It cannot be ruled out that this deformation is an early stage of the previous elevation and that a cavity will also gradually form underneath.

It is obvious that the most common cause of deformation is mainly related to changes in volume. These are associated with the consolidation of the stabilized mixture and its re-flooding with water in the next stage of deposition. As a thin layer of new stabilized mixture is deposited onto an older surface damaged by the contraction cracks, the fresh stabilized mixture penetrates these cracks. Subsequently, the excess water, put aside from the newly deposited layer, increases the moisture content of the older layer, causing it to swell. The fresh soft stabilized mixture is then squeezed out from the cracks again. Even if the older layer of the stabilized mixture has not been affected to a greater extent by the formation of the contraction cracks, its volume increases and deformation phenomena occur once it is flooded with water again.

Something that is interesting is the behaviour of a very thin layer of fresh stabilized mixture sediment when the flooding is interrupted. As a result of the loss of water

through evaporation and probably also through its absorption into the previous, underlying hardened layer, irregularly shaped clasts of stabilized mixture are formed in the freshly deposited thin layer. The plates tend to be slightly bent.

In some cases, typical polygonal cracks are formed in the surface of the stabilized mixture layer as it hardens. The analogy with soils may assume that this is a consequence of the shrinkage of PPB during its hardening, especially during the initial stage when it has a relatively low tensile strength. However, if the layer with cracks comes into contact with the detached flooding water again, swelling and up-thrown blocks may result.

As a thin layer of the fresh stabilized mixture is rapidly deposited onto an older cracked surface, air can be forced out of cracks through fresh PPB and small vents can form [1].

3. Results

Three samples were taken at the site for mineralogical analyses. Their results are shown in the table below. The X-ray analysis detected no amorphous substances, which is implied by the physical nature of the method. However, it found tiny minerals involved in the construction of the basic mass that surrounds the larger mineral grains.

Table 1. Overview of minerals detected by X-ray diffraction.

Mineral	Chemical composition
Ettringite	$\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$
Quartz	SiO_2
Mullite	$3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$
Calcite	CaCO_3
Kuzelite	$\text{Ca}_4\text{Al}_2(\text{SO}_4)(\text{OH})$
Gypsum	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
Anhydride	CaSO_4
Gismondine	$\text{Ca}(\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_8) \cdot 4\text{H}_2\text{O}$
Portlandite	$\text{Ca}(\text{OH})_2$
Wollastonite	CaSiO_3
Thaumasite	$\text{Ca}_3[(\text{CO}_3)(\text{SO}_4)\text{Si}(\text{OH})_6] \cdot 12\text{H}_2\text{O}$

The minerals of the basic mass cannot be observed with an optical microscope because of their small size. On the other hand, amorphous substances (gels) formed from unstable glass in contact with water were detected by the optical method in an amount of about 20%. Mullite is a product of the combustion process, and it is formed from the kaolinite contained in coal. The glassy phase is also a product of combustion. Portlandite and ettringite are part of a very fine basic mass, but they also form larger grains. The gels resulting from the hydration of the glass are an important component. They were formed by the melting of minerals during the combustion process. Gels are likely to form only in the pumped suspension, during sedimentation in cartridges and later if the stabilized mixture is permanently wet. They form veins surrounding the mineral grains and unfired mass. Despite their name, they are solid. Calcite was the most recent mineral in the stabilized mixture. It is formed during the carbonization of portlandite by airborne CO₂. It can be assumed that the reason for the occurrence of deformation phenomena during the solidification and hardening process of PPBs may be as follows: 1) loss of excess water from the mixture by runoff during sedimentation and evaporation; 2) consumption of water during hydration, during which new minerals are formed that change the properties of the stabilized mixture; 3) volume changes when water is absorbed into previously hardened layers of the stabilized mixture.

The volumetric changes of the stabilized mixture varied with the composition of the mixture at a given point in time, depending on the climatic conditions and the frequency of the addition of fresh mixture (or the length of the breaks in deposition at a given site). This can cause differences in the overprinting of adjacent layers, their mutual separation and the formation of sub-horizontal cracks, which, when saturated with water, can allow the mutual displacement of layers [2]. Displacements can result from gravitational forces and pressures caused by non-uniform volume changes. Water flowing from the floating pipe during cleaning can also induce hydrostatic pressure, reduce friction at the cracks and lead to deformations.

4. Conclusions

The operation of two different desulphurization technologies produces two stabilized mixture components with significantly different properties. The compound prepared with the ash fraction of the fluidized bed boiler solidifies and hardens very quickly once the mixing water is added, forming a stabilized mixture of relatively high strength. Once hardened, this mixture exhibits significant swelling when it comes into contact with water. The ash fractions and the product of the desulphurization of the granulation boilers, desulphurization through semi-dry absorption, produce a mixture

which solidifies very slowly and does not harden if permanently exposed to water. If exposed to air it forms a stabilized mixture which has a very low strength compared to the previous stabilized mixture. The mixture resulting from the mixing of the aforementioned components changes its properties depending on their proportional content. The mixture reduces the rate of solidification and allows the mixture to be pumped relatively smoothly over a distance of several kilometres from the plant's mixing centre to the storage area. From the observed dependencies, conditions for application in practice can be deduced – when depositing in a storage area (cartridges defined by baffles) there is a requirement for uniform cartridge filling. This requires the outlet of the floating pipe to be relocated continuously during the flotation, i.e. the floating branch pipes to be alternately opened and closed. Thus, in the vicinity of the floating pipe, a relatively narrow strip of the surface of the previously deposited PPBs is affected by the discharge of the mixture, while the width of the flooding increases with increasing distance. As a result, sites close to the pipeline have larger breaks between the floating cycles than those located further away. The observations made so far clearly indicate that the main cause of the observed deformation changes is the variability of the deposited mixture and the differences in the floating cycles between the different locations of the filled cartridge [3].

5. References

1. Košťál, J. Černoch, P.: Utilization of energy by-products for ground structures in terms of production process. IOP Conference Series WMES2020; 609(1), 012071.
2. Košťál, J. Černoch, P.: The role of environmental geotechnics in building earth dike made from side energy products. Lecture Notes in Civil Engineering 90; 2021, pp. 409-419.
3. Košťál, J., Černoch, P.: Proof of the minimum amount of residual water from the float energy by-product – Proceedings of the XVI ECSMGE 2015; 5, pp. 2583-2588.

3.2. Real assessment of the use of secondary energy products

Bilan réel de l'utilisation des produits énergétiques secondaires

Abstract

Proper assessment of the use of energy by-products known as coal combustion products (CCPs), including determination of transport costs when conducting reclamation projects, necessitates the use of real bulk density values of CCPs in various technological states. Large-volume experimental determination of the bulk densities of CCPs was carried out after loading of the material using standard equipment on a conventional means of transport. The following quantities were determined for the loaded material: volume and its weight. The above measurements were repeated to facilitate statistical evaluation. Samples were taken from the monitored coal combustion products for subsequent laboratory determination of the water content in the material. The results obtained from such determinations were used to define the average values of the bulk density of naturally wet material and the bulk density of its dry matter. The technologically loose state of the material was resolved first. CCPs were then incorporated (compacted) in the body of a land reclamation dike. Bulk density in a naturally wet state after compaction and its water content were determined using a membrane densitometer. The bulk density of the dry matter after compaction in the dike was then determined through calculation. From the results of the two above-mentioned experimental determinations (from the ratio of the bulk densities of the dry matter to the mixed material in both monitored states) the average coefficient of looseness was determined. Direct field verification of the monitored CCP values, especially bulk density, were the basis for the assessment of the material balance and for the subsequent calculation of the movements of these construction materials on the reclamation site.

Résumé

Une évaluation appropriée de l'utilisation des sous-produits énergétiques connus sous le nom de produits de combustion du charbon (CCP), y compris la détermination des coûts de transport lors de la réalisation de projets de remise en état, nécessite l'utilisation de valeurs de densité apparente réelle des CCP dans divers états technologiques. La détermination expérimentale à grand volume des densités apparentes des CCP a été réalisée après le chargement du matériau en utilisant un équipement standard sur un moyen de transport conventionnel. Les

quantités suivantes ont été déterminées pour le matériau chargé: le volume et son poids. Les mesures ci-dessus ont été répétées afin de faciliter l'évaluation statistique. Des échantillons ont été prélevés sur les produits de combustion du charbon surveillés pour une détermination ultérieure en laboratoire de la teneur en eau du matériau. Les résultats obtenus à partir de ces déterminations ont été utilisés pour définir les valeurs moyennes de la densité apparente du matériau naturellement humide et la densité apparente de sa matière sèche. L'état technologiquement lâche du matériau a été résolu en premier. Les CCP ont ensuite été incorporés (compactés) dans le corps d'une digue de remise en état des terres. La densité apparente à l'état naturellement humide après compactage et sa teneur en eau ont été déterminées à l'aide d'un densitomètre à membrane. La densité apparente de la matière sèche après compactage dans la digue a ensuite été déterminée par calcul. A partir des résultats des deux déterminations expérimentales mentionnées ci-dessus (à partir du rapport des densités apparentes de la matière sèche au matériau mélangé dans les deux états contrôlés), le coefficient moyen de relâchement a été déterminé. La vérification directe sur le terrain des valeurs CCP surveillées, en particulier la densité apparente, a servi de base à l'évaluation du bilan matières et au calcul ultérieur des mouvements de ces matériaux de construction sur le site de remise en état.

Keywords

energy by-product, real bulk density, large volume experimental.

1. Introduction

In connection with the current results of field and laboratory determinations and with the current composition of the CCP storage area, the need to specify their material properties emerged. This involved experimental verification of the values of the looseness of CCPs which are subsequently used as construction material in the construction of dike structures, and verification of the bulk density values of this material in a technologically loose state and in a compacted state after incorporation into an earth dike structure.

The monitored quantities were determined from small-volume tests during the operation of a lignite power plants and in the subsequent construction of individual reclamation structures (storage areas). These tests were conducted at the intermediate stockpiles and after compaction on site. It involved a control measurement of bulk densities, especially by means of laboratory tests. Even if these

tests are performed correctly, the results make it very difficult to determine the final loosening value for large volumes of CCPs (in the order of millions of cubic metres per year).

This problem is primarily attributable to the fact that most CCPs (and a basic breakdown of CCPs is shown below) is primarily composed of an ash mixture that represents a specific kind of bulk, loose soil. As it happens, the wet material may form clumps, which are very close in shape to a sphere, and which often result in voids between such clumps, and, as a result, relatively high porosity. This material is referred to as a material with double porosity. Under load, this secondary porosity collapses quickly and results in a rapid increase in CCP bulk density. Some of the previous results demonstrate the behaviour described above. For example, earlier experiments (Štastný 2002) showed that the minimum bulk density of dried soil obtained by loosely dumping wet ash mixture determined in the laboratory was significantly lower than the minimum bulk density of the dried soil obtained by loosely dumping dry ash mixture. This double porosity is lost in the case of a dry ash mixture and the material behaves like a standard loose soil.

Therefore, it was necessary to conduct large-volume experimental determination of the bulk densities of these CCPs. This experiment aimed, among other things, to verify the possible effect of small-scale tests, namely the effect of the size (volume) of the tested container (in this case the truck body). Further verification involved the effect of differences in loose dumping in the laboratory and dumping that occurs when using a truck, as this is performed at a greater height, and it may have a greater impact in terms of destroying the clumps (Figure 1).



Figure 1. Large-volume experimental determination of the bulk densities of CCPs.

Experimental work included preparatory work; experiments and geotechnical measurements in the field; laboratory analysis of soil mechanics; research work, including documentation, and a final assessment of the investigated problem.

2. Coal combustion products

Coal combusted in power plants leaves behind a non-combustible share equal to 25 to 30% of the original volume of fuel. This must be removed from the power plant. It cannot be disposed of as standard waste and instead is classified as energy by-products. These by-products found greater use as valuable secondary energy raw materials with the rise of flue-gas desulphurisation (FGD) in the 1990s. Basic secondary energy raw materials include (Košťál & Černoch 2020): fly ash, FGD gypsum, slag, and stabilizer.

After partial treatment, dry fly ash is used as a raw material to produce mortars, fired brick products, mineral fibres, asphalt products, etc. It is also suitable for use in coal mine and general land remediation work, and in the remediation of former sludge ponds. Some fly ash is used as an effective filter material in wastewater treatment (especially in the removal of pathogenic bacteria and heavy metals).

FGD gypsum is a product of wet lime scrubbing FGD (the main component is calcium sulphate dihydrate - $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) and is a suitable raw material to produce gypsum boards, gypsum plasters, aerated concrete, and other products in construction.

Slag is a by-product of coal combustion in granulation boilers. The slag is separated in the hopper of the boiler combustion chamber, where it falls into a water bath and, after de-watering, it is shipped to customers. The slag, with its grain composition and mechanical properties, corresponds to slightly loamy, poorly grained sands. Slag can be used in earth embankments used in roadbeds, to backfill trenches and sewerage pipes, to backfill bridge abutments, etc. The low bulk density of slag is very advantageous especially in the construction of embankment bodies on low-bearing subsoil. The high shear strength of slag makes it suitable for use to backfill supporting structures.

Stabiliser is produced through the technological treatment of raw materials, in this case other CCP and FGD products (fly ash, slag, fluid ash and FGD gypsum), with thorough mixing and exact dosing with a quantity of mixing water (W_{opt} per the Proctor Standard test). To obtain the desired properties in the finished stabiliser, it is crucial in the initial phase of production to mix the starting materials with lime and subsequently wetting them with mixing water, during which an exothermic reaction takes place and hydration processes are started within a few minutes.

In the building mix, chemical pozzolanic reactions like the processes during the curing of cements take place in an alkaline environment, and with the active participation of free CaO, a material with binding abilities is formed. After solidification, the stabiliser differs fundamentally in its technical properties from the original untreated raw materials, and its properties are like those of lean concrete. Specially produced types of stabilizers with a higher lime content can be characterized as impermeable material (permeability coefficient k_f in the range of $n \cdot 10^{-8}$ to $n \cdot 10^{-9}$ m/s), with high strength under simple pressure (5 - 10 MPa), resistant to frost and water.

When using stabiliser as a landscaping element within the remediation of a dump structure, a pumping system using high-pressure diaphragm pumps is used to thicken the mixture. This method of storing CCPs, flotation, is called the GEHO method and was developed in the Netherlands. The GEHO type VRP is a heavy-duty, single-stage, channel impeller centrifugal pump, equipped with air separator and vacuum priming pump. It is suitable for pumping fluids of up to 4000 m³/h against a head of 40 metres. The maximum particle size which can be pumped is 40 mm.

The amount of inflow water must be minimised to ensure stability when using dump structures (Košťál & Černoch 2015).

In addition to the different material composition of CCPs, it is necessary to differentiate between the CCPs based on their state in storage. Essentially CCPs, excepting float stabiliser, occur in four basic phases:

- stored in a material landfill (local compaction of the CCPs). Previously completed low-volume testing (Štastný 2002) defined the bulk density of naturally wet material within a range of 1,077 - 1,247 kg/m³ for this state.
- ash mix transported in a loose state (the loose state of the CCP is based on conveyance over a belt conveyor or CCP that is loosened by a loader during loading and in truck transport). In this instance, the loose state of the CCP after loading on the truck is decisive.
- CCPs dumped on a construction site into an earth structure. Most such stored bulk materials are then compacted with a pass made by a smooth roller or a bulldozer.
- CCPs incorporated into an earth dike structure. An average dry matter bulk density of 1,045 kg/m³ (min. 97 % PS) was required in the experiment.

3. Execution

The execution of the large-volume experiment was directed towards defining the bulk densities of ash mixtures in a loose state during loading and in local transport.

At the same time, tests (with a densitometer) were also performed in the dumping phase at the earth dike and during incorporation into the earth structure. The results obtained from the large-volume experiment were then compared and assessed with respect to the decisive state of the CCPs, i.e., in the phase after compaction of the earth structure.

Bulk density of the ash was determined in the field using a Tatra 815 truck (Figure 2), the bed of which was measured in advance (cargo bed dimensions: 0.93 x 2.33 x 4.33 m) and the cubic space of the cargo bed was calculated after its adjustment into a geometrically regular shape. The empty truck was then weighed on a scale.

The CCP was loaded onto the bed in one instance using a standard excavator bucket, and then using a Caterpillar front-end loader to determine differences in the settling of the CCP. First was from the bulk pile formed by the belt conveyor, and then from the landfill compacted by the travel of trucks and loaders and, finally, from the embankment under the conveyor belt bulk pile. This defined the four technological variants of loading, which corresponded to the individual tests.



Figure 2. Bulk density of the ash was determined in the field using a Tatra 815 truck.

On the spot, without further travel, the excess ash (exceeding the height of the upper edge of the body sides) was carefully removed by shovelling and levelled by moving the board across the plane of the upper edge of the body sides. CCP samples were collected simultaneously from various parts of the load to determine water content. The full truck was then sent to the scales and its weight was recorded. All four bulk density determinations for ash on the truck were performed in this way.

Simultaneously, four determinations of the bulk density of naturally wet ash were performed with a membrane densitometer at the site of the earth structure. Two bulk density determinations (1 and 2) were conducted on a layer previously compacted with a roller without vibration (a total of 2 passes, one pass forward and back). Another two bulk density determinations (3 and 4) were conducted at a location where the layer of ash was dumped by trucks and levelled by a bulldozer (only one pass).

Ash mixture samples were collected during both experimental phases (3 samples from each load and 1 sample from the densitometer) for laboratory determination of water content w_n (natural water relative to dry matter) and w_c (relative to the whole) in accordance with ČSN CEN ISO/TS 17892-1 (Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 1: Determination of water content). At the same time, laboratory determination of soil water content by bulk density was performed according to ČSN 72 1010 (Definition of bulk densities of soils. Laboratory and field methods). The delivered sample of ash was then additionally compacted in the laboratory using the Proctor Standard (PS) test at natural water content of $w_n = 29.7\%$ and dry bulk density was determined. The results of field measurements and laboratory processing are given in the following chapter.

4. Evaluation of performer measurements

The method of loading individual vehicles differed as follows. Truck 1 was loaded with relatively loose CCPs from the landfill. Truck 2 was loaded by a front-end loader in the usual way from the pile under the belt conveyor. Truck 3 was loaded using a front-end loader in the usual way from the travelled-over landfill, and the final truck 4 was loaded with CCPs from the landfill and which were carefully loaded into the truck using a front-end loader. It should be noted that local deformations of the body (occasional bulges 0.03 - 0.05 m deep) were included in the calculation by increasing the dimensions of the hull by 0.03 m above the dimensions measured between its braces.

As specified above, in-situ testing was conducted using a densitometer in addition to the large-volume testing. Test locations I and II were located on the compacted layer of CCP and additional test locations III and IV were located on a coarsely loosened layer of CCPs.

The performed measurements and results are summarized in the following tables.

Table 1. Bulk density of ash determined by truck weight.

Sample from the truck number	1	2	3	4
Bulk density of wet ash (kg/m ³)	849.4	90.5	885.7	909.1
Water w_n (to dry matter), average (%)	31.7	32.1	30.9	31.9
Water w_c (to whole), average (%)	24.1	24.3	23.6	24.2
Bulk density of dry matter (kg/m ³)	645.0	685.0	676.8	689.1

Table 2. Bulk density of ash determined by densitometer on the dike.

Sample number	I	II	III	IV
Weight of wet ash (g)	1961.8	2069.2	1719.8	2032.8
Volume by densitometer (cm ³)	1550.0	1605.0	1530.0	1645.0
Bulk density of wet ash (kg/m ³)	1265.7	1289.2	1124.1	1235.8
Water w_n (%)	29.7	29.6	29.3	28.3
Water w_c (%)	22.9	22.9	22.7	22.1
Bulk density of dry matter (kg/m ³)	975.8	994.6	869.2	963.2

The results of CCP bulk density measurements after loading on a truck document that the impacts of the volume of the CCPs themselves and their falling from a boom into the truck bed were of relatively great importance to the achieved values. We can state that the values of bulk density of dried material were significantly higher than the results obtained on small-volume samples performed according to ČSN 72 2071 (Fly ash for construction purposes — Common provisions, requirements, and test methods).

It may also be stated that the influence of the CCP loading method at the pick-up location was less significant. Lower bulk density values were obtained when loading using an excavator bucket compared to the Caterpillar front-end loader. An effort was made in the conducted experiments to achieve a looser (more careful) loading, but this effort did not have the expected effect. The resulting bulk density values were slightly higher than when loaded using the standard method. Loading and dumping on the bed of the truck eliminated the initial differences in the bulk densities of the CCPs under the belt conveyor boom and the CCPs stored in the landfill.

The previously mentioned assumption about the specific behaviour of CCPs with double porosity was reflected in the achieved values of bulk densities after gentle spreading and a pass made by a bulldozer (1st pass). Even this minimal compaction energy led to a disruption of the porosity and to a significant increase in bulk density values.

The results obtained on samples of the earth structure (which was compacted by a roller without vibration, Figure 3) showed that in this case the required values were not fully achieved — probably since the material was compacted relatively quickly for sampling, while compaction requires some delay according to the technological process. Therefore, verification of the bulk density was performed after Proctor Standard compaction energy, where this technical sample (with an original water content of 29.7 %, based on dry matter) was compacted in a Proctor device. The results obtained were as follows: wet bulk density 1,348.7 kg/m³ and dry bulk density 1,040.2 kg/m³.



Figure 3. Earth structure which was compacted by a roller without vibration.

By determining the value of the bulk density of CCPs using a laboratory test for the state of compaction at the water content found on-site, it was shown that with the correct compaction technology can achieve a higher bulk density of dry matter in a dike structure than was determined by tests I and II. It should be noted that the water content was likely not optimal in the above testing.

5. Conclusion

The following table summarizes the loosening values. These values were compared with the values achieved on trucks and with the values after spreading and a pass with a bulldozer, after compaction with a roller on the measured day, and finally for the compaction to be achieved on the construction site per the technological process.

From the results of large-volume experimental work and after considering the results of previously performed tests, it is possible to consider a coefficient of loosening in the range of 1.50 - 1.65 or a loosening value of 50 - 65 %, with higher values for

excavator loading and lower for Caterpillar front-end loader loading. In principle, this means that for a known volume of the earth structure made from the ash mixture, it was necessary to load and transport a 50 to 65 % greater volume of CCPs. Further clarification would be possible after repeating the experiment under different climatic conditions or at different water content in the dumped ash from power plant operation.

Table 3. Derivation of the loosening coefficient.

Load	1	2	3	4	Loosening average based on state of the ash
Spread with bulldozer	1.42	1.34	1.36	1.36	1.36
Partially compacted on measured day	1.53	1.44	1.46	1.43	1.46
Average defined compaction (97 % PS)	1.62	1.53	1.54	1.52	1.55

Another separate chapter is the subsequent setting — consolidation of dumped CCPs. For example, when comparing calculations of cubic volumes that took settling into consideration or not, it was clear that the difference was in the order of tens of percent, which over such large areas may mean uncertainties in the order of millions of cubic meters of stored coal combustion products (Košťál & Černocho 2021).

6. References

- Štastný, J. et al. 2002. Stanovení objemové hmotnosti popelové směsi uložené v prostoru stavby EPR-Severní lom. AGE Prague.
- Košťál, J., Černocho, P. 2015. Proof of the minimum amount of residual water from the float energy by-product. Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development – Proceedings of the XVI European Conference on Soil mechanics and geotechnical engineering, ECSMGE. pp. 2583-2588.
- Košťál, J., Černocho, P. 2020. Utilization of energy by-products for ground structures in terms of production process. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 609(1), 012071.
- Košťál, J., Černocho, P. 2021. The role of environmental geotechnics in building earth dike made from side energy products. Lecture Notes in Civil Engineering 90. pp. 409-419.

3.3. The role of environmental geotechnics in building earth dike made from side energy products

Abstract

Brownfields are nowadays frequently being used for storing side energy products side energy products from the rear fuel cycle at classic power plants. These products are deposited in liquid form by pipeline need a certain space bounded by an earth dike. The use of traditional soil in the dike can be costly and therefore the construction of dikes from local material – coal slag is proposed. The earth dike was built on the sediments in former sludge lagoon. Shortly after the first flooding of slag there was a breach of the dike. Geotechnical solution followed the incident: field tests were carried out and laboratory analyses were performed. Mathematical analysis based on the results from field and laboratory tests was simulated. The numerical calculations were used to determine the most probable causes of the breach and the proposed solution – redevelopment of the dike.

Keywords

energy products, ponded ash, earth dike, mathematical analysis.

1. Introduction

The rear fuel cycle at coal fired power plants is the operation area of removal of side energy products (SEP). Continuing brown coal mining leads to a tight balance situation where a significant problem with free space for the deposition of excavated soil and SEP begins. So-called brownfields (previously claimed to be unfit for buildings and constructions) are nowadays frequently being used. SEP has to be stored somewhere, and brownfields are perfectly suited for this purpose. That is why Environmental geotechnics are dealing with non-standard buildings (including their establishment) more and more often [1].

In the case that SEP is deposited in liquid form for storage, a certain space bounded by an earth dike must be built. The resulting structure – redepositing cassette – serves as a repository for liquid SEP. A mixture of coal ash, slag and water called ponded ash is pumped into this space by pipeline. During the flooding process coarse particles settle down. This result in a decrease in the content of suspended solids in residual water left at the surface which can be further utilized and discharged into natural watercourse [2].

The use of high-quality soil in the earth dike can be costly and therefore the construction made from local material is proposed. In our case, there were 5 redepositing cassettes. A new one No. 6 was built in order to increase the capacity for SEP. This cassette was linked to former one (No. 4) and used its main dike (see Fig. 1). Just like the others in the area of interest, this new earth dike was made of solid slag – material produced by granulating boilers composed mainly of coal ash ($\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3$) and water. It was 3 m high and 190 m long.

The east side is located in the spoil heap body the north side is located nearby residual mere of former storage lagoon (SEP pond). In the west and in the south passes the boundary of the surface brown coal mine. The foundation and operation of the construction in such an unbearable anthropogenic surrounding faces certain environmental and geotechnical hazards [3].



Fig. 1. Situation of the redepositing cassette No. 6 – former storage lagoon in the middle, edge of the coal mine bellow.

2. Start state

2.1 Geological environment

The subsoil of the newly built earth dike was formed by sediments of a former storage lagoon for sludge; coal slag and ash. The SEP material was flooded in this area and consisted of dry ash and coal slag from power plant and coal sludge from coal mine. The pipeline has been shifted several times. All probes of exploratory works carried out in the past showed thick coal sludge positions mixed with ponded

ash sediments. The coal sludge was predominantly fine-grained sand like and was about 3 to 5 times more compressible than the slag-ash sediment. Also, coal sludge permeability was 10 to 100 lower than material composed of ponded ash. However, the effective shear strength values of sludge and ash practically did not differ.

Previously collected sediment samples showed grain fluctuations ranging from predominantly clayey, silty sand to medium-grained sand. This phenomenon is related to the relocation of the pipelines in the past. Close to the pipeline outlet, the coarsest fractions of the suspension are deposited, average grain size decreases with increasing distance. Fine grains are usually carried away for a long time and distance. During the relocation of the pipeline sediment with cross-layer structure is created. In this sediment are subsequently forming coarser and finer positions. The same phenomenon can be observed on coastal sediments of river flows [4].

Before the construction of the dike begun, the area of interest had been covered by overwhelmingly dense, high reeds. The surface had low bearing capacity, and the level of groundwater was almost on the terrain.



Fig. 2. Filling the cassette.

2.2 Solution of the event

After the dike was completed, the earth dike was stable. No significant cracks have been documented, respectively. It is important to say that no geotechnical monitoring has been established and performed during the construction and operation of the redepositing cassette No. 6. Damage of the cassette's earth dike occurred during the first filling (see Fig. 2, 3).

Geotechnical solution followed the incident: first of all it was necessary to carry out field tests and laboratory analyses. Due to poor accessibility of the structure, low bearing capacity of the surface and time pressure it was impossible to drill boreholes. Therefore, only dynamic probing and dynamic plate load tests with light weight deflectometer were realized.



Fig. 3. Damaged earth dike.

Field and laboratory tests performed. Dynamic probing (DP) – execution of dynamic penetration probes – involves driving a steel cone vertically into the ground using a sliding hammer and recording the number of blows for each 100 mm of penetration. The test provides a continuous profile of ground resistance with depth, rather than at the discrete depths of a conventional standard penetration test. A specific dynamic resistance Q_{dyn} is gathered from recorded values. Dynamic plate load tests with the light weight deflectometer are used to control the soil compaction. Appropriate subsoil deformation measurements are carried out. Sufficient compaction of the tested subsoil can be determined immediately after the measurement. Geodetic measurements were also carried out.

Two samples of coal slag were collected for following laboratory tests to obtain the oedometric module and shear strength. With oedometer tests are measured the one-dimensional compression and swelling characteristics of a soil. From the changes in thickness of the sample at the end of each load stage the compressibility of the soil may be observed, and parameters measured such as compression index

and coefficient of volume compressibility. From the changes in thickness of the sample recorded against time during a load stage the rate of consolidation may be observed and the coefficient of consolidation measured. Laboratory tests on both samples showed for the loading step from 4 to 10 kPa oedometric module 0.4 MPa, for the next step 10 to 20 kPa was result 0.8 MPa and for 20 to 30 kPa $E_{oed} = 1.5 \text{ MPa}$.

Direct shear test or box shear test is used to determine the shear strength of the soil. Shear strength of a soil is its maximum resistance to shearing stresses. Using direct shear test it is possible to find out the cohesion and angle of internal friction.

The shear test of the coal sludge showed an angle of effective internal friction angle of 35.8° and cohesion of 12 kPa. These values are very close to the average coal ash statistics, which are 36° and 7 kPa. We note that the application of these values requires dispersion of the pressure-induced pore pressure, which in the case of coal sludge will be significantly slower than that of the ponded ash sediment.

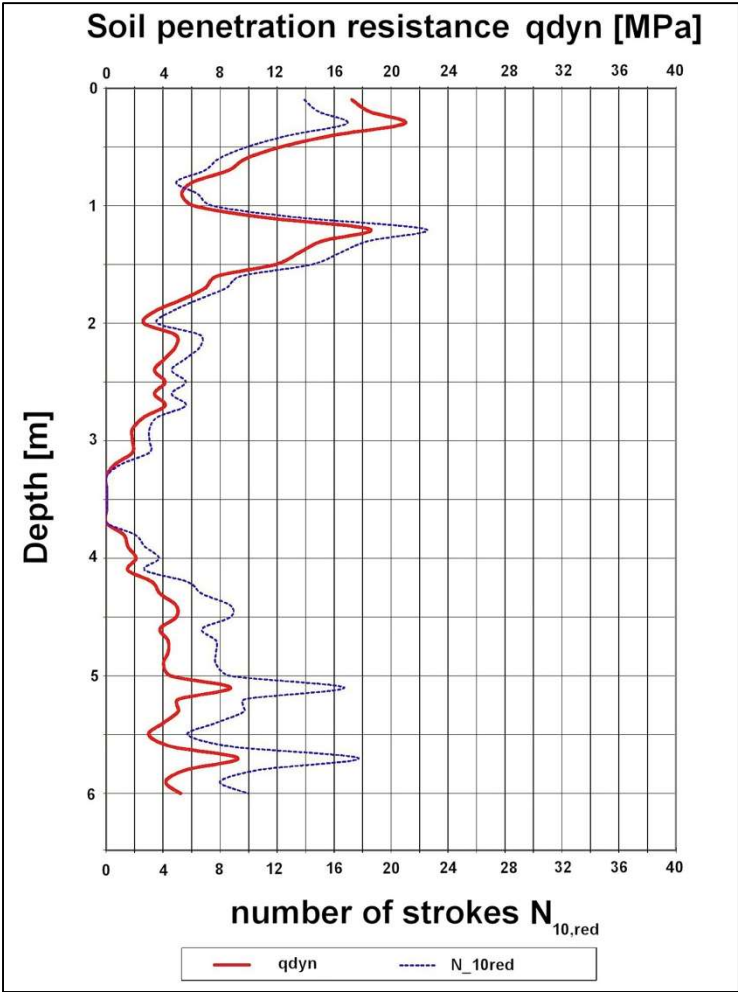


Fig. 4. Penetration curve in the DP6 probe.

Results of the tests. Achieved values from performed field and laboratory tests showed presence of a mixture of coal sludge and coal ash or slag at different depths under the surface.

On the basis of the results obtained and the comparison with previous works, it can be stated that the abrupt reduction of the penetration resistance in the DP is associated with a higher admixture of coal sludge in the sediments. The sludge significantly reduces sediment permeability, thanks to their saturation, are soft to mash consistency and low penetration resistance.

Another characteristic of the results of the DP is the marked fluctuation of the penetrating resistance with the depth which was recorded in all probes. It can be assumed to be related to changes in the sediment grain size. In finer positions, it can be affected by induced pore pressure rather than in coarser positions. At the same time, the incidence of coal sludge is very likely to occur. The results of the probes showed that the sediment was in a very loose state and showed the appearance of alternating layers of coal sludge and ponded ash in the area of interest.

In the profile of the dike were locally documented significant decreases in the values of the dynamic penetration resistance, both at the base of the dike and in the entire dike. It is therefore possible to consider the insufficient compaction of the dike in place of DP (see Fig. 4). On the basis of the penetration results it can be expected that the values of the oedometric modulus of the ponded ash are low, about 1 MPa, for the coal sludge the modules will be even lower.

The gathered results from dynamic plate load tests supported the conclusions described above. The tests showed insufficient density of the earth dike. Calculated value of deformation module $E_{def,2}$ was in all cases lower than 5 MPa. Geodetic measuring of the height of the dike revealed its uneven settlement – in some places, the altitude of the top of the earth dike settled down by 400 millimetres in contrast to the blue print.

2.3 Mathematical modeling

To determine the probable cause of the occurrence of an extraordinary event and to propose a further course of work and to design a new earth dike, mathematical modeling was performed (see Fig. 5). After determining the input data – results from field and laboratory tests and the geometry of the area including initial and boundary conditions numerical analysis was simulated.

Calculations of stability and deformations made in software PLAXIS used the finite element method. Most of these processes are described using partial differential equations. Variational method is used for solving these equations. Variational approaches are primarily based on the philosophy of energy minimization. Slope failure in the finite element model occurs naturally through the zones in which the shear strength of the soil is insufficient to resist the shear stresses. For stability evaluations the Mohr-Coulomb failure envelope was used and thus the effective shear strength parameters were obtained.

The local deformation of the structure was mainly due to the inhomogeneity of the subsoil where the soil with lower shear parameters was stored. At the same time, due to high level of saturation, local loss of stability could occur due to changes in the proportions of active and passive forces but also due to the decrease of soil cohesion, especially in the unconsolidated zone by soil softening.

Furthermore, insufficient compaction of the earth dike at different altitude levels was documented. As a result of it other deformations of the dike could occur. The water could also leak into the dike body through the cracks. Consequently, the integrity of the earth dike was ruptured.

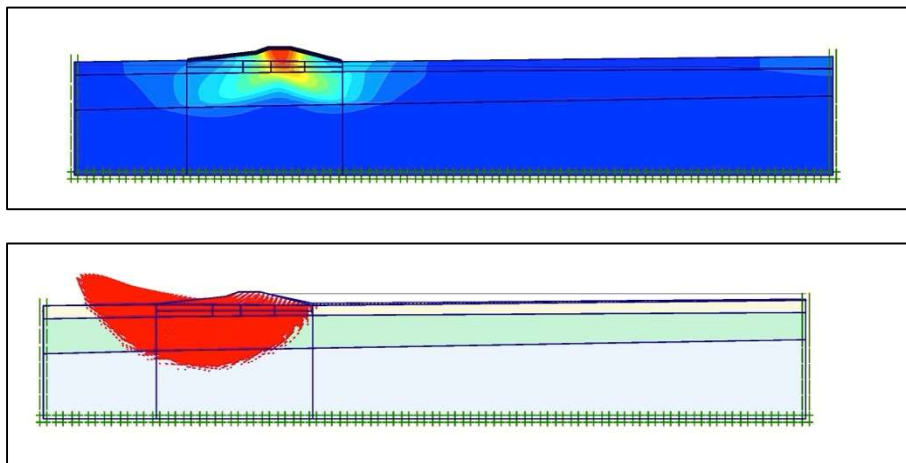


Fig. 5. Mathematical modeling – deformations of the earth dike (influence of the sludge layer) and shear deformation (due to flooding of the cassette).

3. Evaluation of results

From the above, the complexity and non-homogeneity of the environment are significant. The most important factors can be considered: 1) the material composition of the surroundings and 2) the high level of underground water which varies significantly over time.

From a geotechnical point of view, the redepositing cassettes environment is very complicated. It is not well suited for building an earth dike using standard method and classical approach without any technological modifications or subsoil improvements [5, 6].

Despite the inappropriately foundation conditions (former sludge lagoon) geological survey was not carried out, neither field or laboratory tests were performed. There was no archive data for evaluation local soil properties. Further, no monitoring of the construction was established during the construction nor afterwards. Technological failures and poor quality of the project played an important role too.

The subsoil of the earth dike was made of coal ash and slag. These sediments were very loose, and their behaviour was influenced by the presence of coal sludge located deeper and by the high level of groundwater that was directly related to the level of free water in the residual mere nearby.

Additional survey showed frequent alternation of the ponded ash sediments with coal sludge in the subsoil of the earth dike.

The most probable cause of the break of the dike is the combination of several factors: uneven settlement of the dike body and especially its subsoil; increase in groundwater level in the area of interest; possible dynamic effects from filling of the cassette, which could have led to the loss of bearing capacity underlying soil due to liquefaction and insufficient safety space for the free water level in the cassette (height only of 0.40 m) resulting in possible overflow.

The saturation of coal sludge results in a decrease in its density, up to a third of the original value. This is the cause of a significant reduction in their bearing capacity. It is highly probable that uneven settlement of the earth dike, which was in some places greater than 0.40 m, has occurred. This has resulted also in the overflow of the top of the dike. Subsequently, the dike was already unstable and deformed. The rupture happened in the weakest place, where the coal sludge was closest to the surface.

4. Technical recommendations

In the earth dike body, transverse and longitudinal cracks were documented. Realized DP probes proved non-homogeneous profile of the dike. Therefore, it was not recommended to carry out the remediation or redevelopment of the dike, but the construction of a new one.

The proposal for redevelopment or remediation of the earth dike as in traditional approach could have been financial and time-consuming. The construction was in

such a bad condition that we designed the better and faster solution that was absolutely necessary – building a completely new earth dike from solid slag with an over-loading bench that will respect the conclusions from the survey conducted.

It was recommended to drain the area of interest (especially coal sludge) before the construction of a new dike. As with the construction of adjacent redepositing cassettes previously built, the most demanding operation is the storage and compaction of the first layer of the earth dike.

As an improvement of the subsoil, it can be taken to partially homogenize the sub-soil at the site of the newly built earth dike and to form the surface spacer layer. It was therefore recommended to use a mixture of slag and gravel (fraction from 9 to 163 mm) with a thickness of 0.50 m. At the same time, it was proposed to reinforce the base of foundation of newly constructed earth dike body with assistance of geotextile (tensile strength approx. 30 kN/m). Another option was to use a combination of geosynthetics – geogrid, supplemented with lighter geotextile (grammage approx. 300 g/m²).

It is not possible to use a roller machine with vibration during compaction of layers of slag. It could result in the liquefaction of loose, saturated sediments forming the immediate subsoil of the earth dike. When rolling and compacting the first slag layer of the earth dike body, contact with groundwater must not occur. Therefore, drainage grooves in the bottom of the cassette have been designed to draw water away from the base of the dike (see Fig. 6).

Compared with previously projected earth dike, it was recommended to reduce its height to 2.50 m (from the original 3.00 m) and reduce the position of overflowing objects so that their axis was 0.80 m (originally 0.40 m) from the top of the earth dike. Total settlement of the subsoil induced by the weight of the earth dike with reduced height to 2.50 m was expected between 0.20 and 0.60 m based on numerical calculations.

Within the structure of the earth dike, it was recommended to connect the geosynthetics so that they could not slip after their contact. Simultaneously it was proposed to create a sealing element from the soil (from the surroundings) on the upstream slope of the dike. The slopes of the downstream and upstream face were designed in incline 1:3.

It was also recommended to build an overloading bench in downstream face of the earth dike, built from slag.

Last but not least, it was recommended to carry out basic monitoring of the structure both during its construction (control tests) and during subsequent operation

(especially geodetic measurement and inspection of the area of interest with emphasis on deformation and leakage).



Fig. 6. Construction of a new earth dike.

5. Conclusion

The subsoil of the redepositing cassette for side energy products was formed by coal ash, slag and coal sludge previously flooded into the former sludge lagoon. It was near the level of water in the residual mere so almost on the surface. It also had a very poor bearing capacity. From the view of Environmental geotechnics this is nonstandard and very complicated environment with its specifics, problems and hazards.

The earth dike of the newly built cassette No. 6 was made of slag. It was closer to the residual mere beside the other older cassettes. During the first filling of the cassette a damage of the earth dike occurred.

This was followed by the solution of the event; field and laboratory tests were performed in no time. Poor geotechnical conditions have allowed only basic survey to be done. After determination of the input parameters a mathematical analysis was executed. Subsequently after field, laboratory tests and numerical modelling, the most probable causes of the accident were identified, and a further work has been proposed.

We found that a several mistakes were made both during projection and construction phase. The top of the earth dike suffered of settlement up to 0.40 m. Such values

cannot be expected in usual conditions of green fields. But when building earth dike made from side energy products nearby former sludge lagoon with high level of underground water is this common.

It was not recommended to redevelop or remediate the earth dike due to bad compactness and frequent cracks in the body of the dike. We proposed to build a new one that respects the conclusions identified. Technical and building recommendations included implementation of monitoring of the structure during and after construction.



Fig. 7. New earth dike and flooded cassette – a coal power plant in the background.

Thorough inspection and strict control of other cassettes in the area of interest followed. At the present the new earth dike is stable even after test operation period. It is without visible signs of any deformations or cracks (see Fig. 7).

6. References

1. Cernoch, P., Kostal, J.: Multi-layer population of boreholes with pore pressure probes. In: Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, South Korea (2017).
2. Cernoch, P., Kostal, J.: Storage solution of secondary energy products into the sludge area (only in Czech). In Proceedings of 14th Congress of Hydrogeology and 2nd Congress of Engineering Geology. CAH, Liberec, Czech Republic (2014).
3. Cernoch, P., Kostal, J.: Geotechnical risks of foundation of warehouses built on brown-fields. Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Germany (2018).
4. Cernoch, P., Kostal, J.: Proof of the minimum amount of residual water from the float energy by-product. In: Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infra-structure and Development, Edinburgh, United Kingdom (2015).
5. Cernoch, P., Kostal, J.: Prediction of the development of groundwater quality in a finished sludge lagoon. Acta Polytechnica CTU Proceedings, Prague, Czech Republic (2018).
6. Cernoch, P., Kostal, J.: Determination of residual water from the float energy by-products on the spoil heap (only in Czech). 1st ed. Engineering structures vol. 05/2017, Prague, Czech Republic (2017).

3.4. Utilization of energy by-products for ground structures in terms of production process

Abstract

The article deals with the utilization of energy by-product (EBP) for further processing. The suitability of EBP for ground structures significantly depends on its production process. Its properties are influenced by brown coal flotation and by the usage of desulphurization methods. A comparison of physical-mechanical properties of different types of EBPs was performed. The main goal was to compile an apparent table of utilization and suitability of EBP for ground structures – road earth bodies, dams, and embankments according to the process of their formation.

1. Introduction

Energy by-product is generated during coal combustion and gas desulfurization in conventional coal-fired power plants. Utilization of EBP has become a frequently discussed topic. It is desirable to use EBP for further processing – e.g. for technical reclamation of former mining activities, ground structures, construction products, etc. A significant proportion of EBPs is used as an additive in various construction mixtures, with subsequent commercial use as a certified product. EBP is gradually finding an ever-wider application in traffic construction and in the environmental assets, where it functions as structural layers of earth bodies and dams.

The suitability of EBP for ground structures significantly depends on its production process. Its properties are influenced by brown coal flotation and by the usage of desulphurization methods. At the same time its properties depend on other added components, especially mixing water, and slag. EBPs include fly ash, slag, gypsum, and so-called stabilizer.

Design and implementation of soils (including EBP) for the construction bodies of road structures is specified in Czech national technical standard „CSN 73 6133“. Suitability of soils (including EBP) for various zones of dams and embankments is given via Czech national technical standard „CSN 75 2410“. Grain size of the material is the most decisive physical-mechanical attribute for the above-mentioned use, which can differ fundamentally regarding the method of production of various types of EBPs.

Within the studied issue, a comparison of physical-mechanical properties of different types of EBPs was performed. Most data on EBPs was obtained from a comprehensive archival research, which was supplemented by own laboratory

analyses performed on samples of EBP taken from selected repository. The aim of the work was to compile an apparent table of Utilization and suitability of EBP for ground structures – road earth bodies, dams, and embankments according to the process of their formation. The results of work contents also partial characteristic values of main physical-mechanical parameters.

2. Description of the main methods and material of EBPs

2.1. Desulphurization with a wet limestone flue gas scrubber

In the Czech Republic, desulphurization with a wet limestone flue gas scrubber is most often used in energy power plants with granulation boilers, where finely ground limestone is mixed with water to a suspension, which circulators transport to the spray system at the top of the absorber [1].

The finely sprayed suspension falling down encounter flue gases, a chemical reaction takes place and calcium sulphite is formed, which changes to calcium sulphate – gypsum with the supply of oxygen. It is withdrawn from the circulation circuit in the form of a gypsum slurry, dewatered in a vacuum filter and removed to produce the final product: so-called stabilizer.

Several samples were taken from the mixing centre of EPR Power plant (“EPR samples”).



Figure 1. Liquid form of stabilizer.

2.2. Semi-dry desulphurization method

For smaller older granulation and grate boilers, a semi-dry desulphurization method is usually applied. In most cases, lime is used as an activator in this method.

In the desulfurization reactor of the semi-dry method, a very fine mist of lime milk is formed by means of a rotary atomizer. The lime contained in the droplets reacts with the sulphur oxides in the flue gas to form calcium sulphite. Due to the high temperature of the flue gases in the reactor, water evaporates during desulphurization and the coated ash grains, as a desulphurization powder product, sink to the bottom of the absorber.

Ash fractions, slag, desulphurization product and wastewater are formed here as separate components of EBP. The dry product is usually incorporated into a stabilizer in a mixing centre. Several samples were taken from the material storage body (landfill in the field) of EPC Power plant (“EPC samples”).



Figure 2. EBP landfill with the stacker.

2.3. Fluidized bed combustion technology

Fluidized bed combustion technology differs significantly from previous technologies. In the case of the adoption of this technology, it was not a question of desulphurization of the existing boiler, but always of the construction of a new, fundamentally different one.

Using this method, ground coal is burned mixed with ground limestone in a fluidized bed. The desulphurization product from fluidized bed boilers is always inseparably mixed with the ash. The coarser bed ash, which always contains a certain

percentage of free lime, is removed separately from the bicycle, and the dust fly ash (filter) ash is removed from the flue gas filters. Thus, the separate components of EBP in fluidized bed combustion are ash inextricably linked to the desulfurization product, bed ash and wastewater.

The fly ash from the fluidized bed boiler is produced by the heating plant in the dry state as a grey fine powder. It consists predominantly of dust-sized grains with an admixture of fine sand. Chemical macro-components consist mainly of hydraulic components formed from clay particles contained in burnt coal (SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , TiO_2) with sulphur admixture (mainly in sulphate form). CaO is present as free lime and as part of CaSO_4 , in the undecomposed residual CaCO_3 after the combustion process (ground limestone for desulphurization is supplied to the boiler in a mixture with ground fuel) and in silicates and aluminates. Smaller impurities are formed by other oxides and trace elements. Free lime is an index indicator of the solidification and hardening process (it facilitates the start of the hydration process).

To verify the hardening mixtures prepared from EBP fluidized bed combustion, several samples of dry bed ash and filter ash were taken at ELE Power plant ("ELE samples") during normal operation.

2.4. Collection of the Stabilizer samples

The character of the stabilizer practically eliminates the use of driven or pushed sampling devices and intact samples from boreholes can be obtained only by core drilling [2].

Dry drilling with a simple core is only usable when drilling for mounting the initial lining using short boreholes. In general, the stabilizer is sensitive to the presence of water, but the volume changes of the cured stabilizer are relatively small and develop relatively slowly [3]. Therefore, the effect of water rinsing is rather negligible in this respect. However, in the case of stabilizers prepared from EBP boilers desulphurated by wet limestone washing, the sensitivity of the collected core to contact with flowing rinsing water is shown from the point of view of maintaining its integrity.

The use of a double core machine has proven to be significantly more suitable. Likewise, the use of a diamond crown is optimal.



Figure 3. Drilling core – samples of the stabilizer.

3. Comparison of materials

3.1. EPR samples

In terms of grain size (fig. 4), the ash mixture has the character of sandy clay. Grains below 0.06 mm are 51%, of which below 0.002 mm is 7%. Fine sand predominates from the coarse sandy fraction. The average apparent bulk density of the mixture of ash fractions of EPR samples was $2\,129\text{ kg/m}^3$, the bulk density of the dry mixture was 863 kg/m^3 .

3.2. EPC samples

The ash has a grain size corresponding to silt. Grains below 0.06 mm are 74%, of which grains below 0.002 mm are only around 2%. About 25% is the grain content of fine sand. The desulphurization product has a similar grain size by the semi-dry desulphurization method. Only the grain content below 0.06 mm is 93% and the grains of fine sand character are only around 6%. The 2:1 mixture of ash and desulphurization product is closer to the shape of the ash curve. The proportion of grains below 0.06 mm is 82%. The apparent density of solid particles is $2\,325\text{ kg/m}^3$ in the case of ash and $2\,358\text{ kg/m}^3$ in the case of desulphurization product. The dry mixture of ash and desulphurization product in an operating ratio of 2:1 has an apparent bulk density of $2\,315\text{ kg/m}^3$ when using alcohol in a pycnometer. Bulk density of dry ash reached up to 695 kg/m^3 , but for the dry EBP product it was only 441 kg/m^3 .

3.3. ELE samples – Ash

The average apparent bulk density of the bed ash was 2 655 kg/m³, the filter ash 2 648 kg/m³ and the mixture (bed/filter = 1:1) 2 620 kg/m³ when tested in alcohol. The bulk density of dry fractions is 855 kg/m³ for bed ash and 539 kg/m³ for filter ash.

3.4. ELE samples – Stabilizer

In bulk density determined on the stabilizer sample was 1 513 kg/m³. Due to the nature of the stabilizer corresponding to the semi-rock, the shear strength and the compressive strength were evaluated in the laboratory instead of the usual grain size distribution curve. The shear strength value was 51 °, the compressive strength of the test specimen ranged from 0.15 to 0.20 MPa.

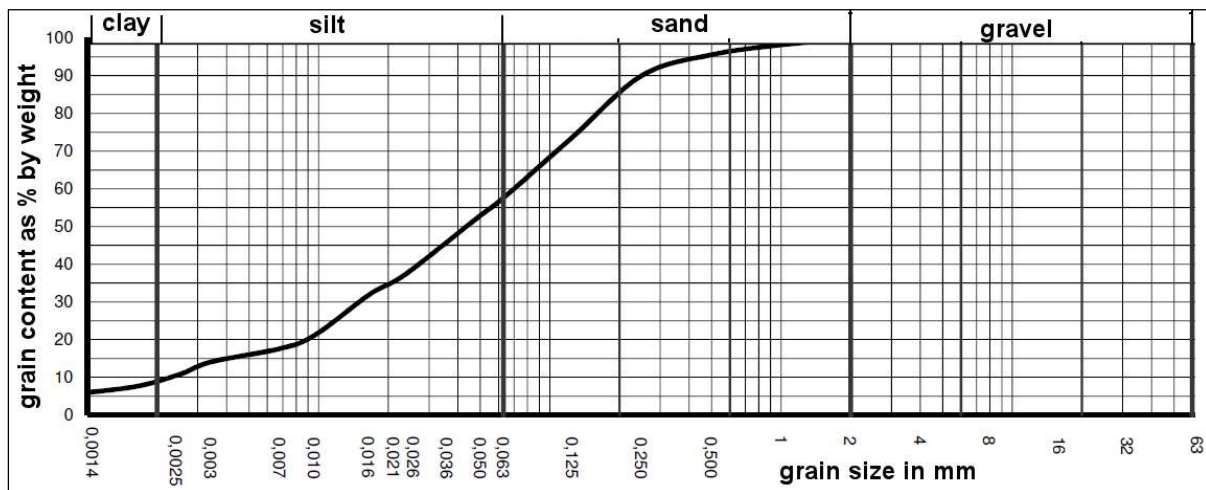


Figure 4. Grain size curve – EPR sample example.

4. Results and discussions

All tested samples can be evaluated from the point of view of several different standards – for our purpose, the samples were compared with the criteria given in Czech national technical standard “CSN P 73 1005” (Ground investigation) for classification of frost susceptibility and rock extractability. In terms of the granularity curve and of usability, the samples were divided according to Czech national technical standard “CSN 75 2410” (Small water dams) and “CSN 73 6133” (Road earthwork – Design and execution). In addition, the classification criteria of Eurocode 7 were used for the international standard and comparability.

4.1. Eurocode 7

EPR samples corresponded by their composition to saclSi and sasiCl class, EPC samples were classified as clSi and saSi class. Sample of ash from ELE belonged to clSi and saclSi class. Stabilizer sample belonged to grSa class, soft-rock class, respectively.

4.2. CSN P 73 1005

EPR, EPC and ELE samples are dangerously frosty soils as for frost susceptibility. ELE stabilizer sample belong to non-frosty materials and to the I. class of rock extractability (which corresponds to soft rock).

4.3. CSN 75 2410

EPC samples are only slightly suitable as material for homogeneous dam. On the contrary, EPR and ELE samples are appropriate.

In the case of the construction of a heterogeneous dam all tested EBP materials can be applied for the sealing part of the dam, but these are undesirable for stabilization part.

4.4. CSN 73 6133

From the perspective of utilization of EBPs for earth bodies of the road constructions are all tested samples conditionally suitable for direct use without any modification. By modification is meant, for example, the use of a binder or mixing with another fraction.

Other modifications are bound by other normative regulations, e.g. "CSN EN 14227-14" (Hydraulically bound mixtures – Specifications – part 14: soil treated by fly ash) and TP94 – Technical Conditions (Soil treatment).

4.5. Summary table for Utilization of EBP

The main goal was to compile an apparent table of utilization and suitability of Energy by-products for ground structures – road earth bodies, dams, and embankments according to the process of their formation. It was put together using the criteria given mainly in the standards "CSN 73 6133" & "CSN 75 2410".

Table 1. Utilization and suitability of EBPs for ground structures.

	<i>frost susceptibility</i>	<i>rock extractability</i>	<i>earth dam homogenous body</i>	<i>earth dam sealing part</i>	<i>earth dam stabilization part</i>	<i>road construction - earth body</i>
EPC^a	dangerously frosty	-	slightly suitable	suitable	undesirable	conditionally suitable
EPR^b	dangerously frosty	-	appropriate	suitable	undesirable	conditionally suitable
ELE-ash^{cc}	dangerously frosty	-	appropriate	suitable	undesirable	conditionally suitable
ELE-stabilizer	non-frosty	I. class	-	suitable	-	conditionally suitable

^a Semi-dry desulphurization method

^b Desulphurization with a wet limestone flue gas scrubber

^c Fluidized bed combustion technology

- not determined

5. Conclusions

Grain size of the EBP material is the most decisive physical-mechanical attribute for utilization and suitability for ground structures, which can differ fundamentally regarding the method of production of various types of EBPs.

6. Acknowledgment

This work was supported by the Grant Agency of the Czech Technical University in Prague, grant No. SGS20/044/OHK1/1T/11.

7. References

- [1] P. Cernoch, J. Kostal, "Determination of residual water from the float energy by-products on the spoil heap" Civil engineering magazine, vol. 05, pp. 22–26, 2017.
- [2] P. Cernoch, J. Kostal, "Research of the redevelopment spoil heap for construction of the homogenization coal deposit", Proceedings of the XVII ECSMGE, Reykjavik, Iceland, Paper No. 0096, 2019.
- [3] P. Cernoch, J. Kostal, "Brownfields utilization and assessment of foundation construction", Proceedings of the XVI DECGE, Skopje, R. Macedonia, Paper No. 20170407, 2018.

3.5. Preparation for remediation of a former surface mine – technical reclamation area

Abstract

The reclamation area for secondary float energy by-products is located on a spoil heap, 45 m thick and 30 years old (mostly claystone with high plasticity). When depositing a first 18 m high stack, it was necessary to verify stability and to analyse deformations during the reclaimer operation. The stability and deformation depend on the shallow groundwater level. Therefore, it was necessary to propose a technical solution for drainage of the interest structure. It can be divided into two parts: drainage of surface water and drainage of the shallow underground water. It is a complex solution of the entire construction that would not be possible without long-term monitoring of the construction and field mapping. Realization of the proposed facilities will increase the stability of the reclamation area and it will be possible to continue with remediation of a former surface mine.

Keywords

remediation, reclamation, stability, monitoring, drainage

1. Introduction

Brown coal mining entails a number of negative aspects, risks and difficulties that geotechnics has to deal with. One of them is the issue of addressing the impacts on the environment after mining activities have ceased and restoring the sites where mining activities were pursued. These aims are pursued by a technical reclamation and area restoration project that primarily aims at refilling low parts of the terrain that result from mining. Subsequent revitalization of the landscape in a way that accounts for the surrounding environment is a comprehensive and long-term process – here, on a preferential basis for restoration purposes, the method that is used involves depositing spoil and materials that qualify as certified energy by-products [1] from adjacent coal-fired power plants.

In technical reclamation by depositing energy by-products, potential geotechnical risks arise. Among these are, in particular, a possible rise in groundwater levels as a result of the additional load on the subsoil caused by the weight of the structures and pertinent design solutions for the drainage of surface water, rainwater and

shallow underground water from the repository area. Another phenomenon is the stability and deformation-related characteristics of the material that is deposited [2].

2. The structure concerned and objective of the works

2.1 History of the area of interest

The structure at hand identifiable with the technical reclamation area is located in the south-eastern part of an extended zone of surface mines and constitutes the refilling phase of a large-scale reclamation scheme to restore areas where there were formerly mining operations. The first written mentions of mining activities in the wider area of the locality concerned date back to the second half of the 18th century as a brown coal seam was discovered here. In the early 1860s, there were already 36 mines in operation, with the first surface mine mining a seam up to 8 m thick. The largest open pit mine began to be mined in 1917 and gradually went on to supply coal to nearby power plants. The bottom of the mine practically corresponded to the bottom of the seam; only the safety pillar of fixed reserves remained not mined for coal. The area of the depleted mine where the technical reclamation area structure is located was gradually filled with dump soil and overburden materials from adjacent smaller surface mines [3].

2.2 Brief description of the structure and natural conditions

The technical reclamation area is used to deposit energy by-products, specifically power plant fly ash mixtures, energy gypsum and other deposit materials.

The depositing activities started in 1996. The materials are deposited with a belt stacker (Fig. 1) – a PVZ2500 crawler wagon with a boom length of up to 45 m and a total specified weight of 350 tons. The tripper car (weight 63 tons) supplying the stacker with material from the conveyor belt and the cable drum car (69 tons) that supplies power are essential parts of the material stacking technology. Subsequently, the material is shaped and compacted by a bulldozer.

The deposit material is prepared in the mixing centre of a nearby coal power plant. From a geomechanical point of view, the deposit material is a fine-grained mixture consisting of 50-70% dust fraction and 35-45% sand fraction. The remainder of the grain size curve consists of a minor share of clay particles (< 0.002 mm).

The area of interest is situated at the western edge of the North Bohemian Brown Coal Basin, specifically in the area of the Střezov ridge. The whole formation is broken by a number of minor transverse faults with Tertiary volcanic outcrops. The northern and eastern edge of the area is built of basin sediments, while volcanic

rocks prevail at the western and southern edges. The north-western edge of the technical reclamation area is bordered by rocks of the crystalline complex, which are exposed in the wider zone and form the subsoil of the basin sediments in the former mine area and its surroundings. Around the technical reclamation area, only the overlying strata are developed in the lowest thicknesses of up to 15 m and are only present in the northern and eastern parts of the zone. The coal seam formation is found in most parts of the area of interest practically at the level of the original or present surface of the terrain, and, alongside coal seams, contains xylites, oxyhumolites, grey-brown claystones and powdery claystones with a fluctuating content of coal admixture and coal components. In the subsoil there are clays of green shades with a high content of tuffitic material, which in places shift to tuffites and volcanic breccias. Their thickness is very variable (from 50 m to the lower hundreds of metres), depending on the morphology of the crystalline bedrock.

As in many similar cases, the technical reclamation area structure is located on the spoil heap here too. The immediate subsoil of the deposit body is the surface of an outer dump of overburden materials, consisting of clay soils with high plasticity, which is more than 30 years old and up to 45 m thick. Given the length of time the spoil heap has been exposed to climatic conditions, water infiltration and self-weight, its surface can be considered effectively consolidated. The northern part of the structure concerned already interferes with a part of the inner spoil heap.

The hydrogeological conditions in the wider area concerned have changed several times in modern history. Initially this was as a result of mining in the open pit mine and the consequent creation of the outer dump, and then later through the actual depositing of energy by-products. Because of the impermeable nature of the dump soils, they cannot be expected to have any presence of a significant groundwater horizon; the groundwater level more or less copies the outer surface of the dump, except in the southern part of the structure. In the early stages of the depositing, the groundwater level in the dump ranged, depending on the terrain morphology, from 282 m above sea level (in the western part) to 315 m a. s. l. (in the eastern part). Under these circumstances, water flowed in a northerly direction towards the mine, and also southwards, to the local reservoir, which forms the drainage base of a wider area with a free water level at about 270 m a. s. l. Deeper groundwater circulation is tied to coarse-grained sediments – Miocene sedimentary sands mixed with clay elements. In the southern and north-eastern front zone of the structure, there are permanently waterlogged places which are relatively large in area.

The region concerned is characterized by low rainfall and relatively high air temperatures. Western winds prevail; the climate is warm, with a cooler spring and

warm autumn. Winter is mild to moderately warm. The original slope of the terrain on the site of the technical reclamation area was towards the south. After backfilling with material from the outer dump, the general slope of the surface changed to falling slightly towards the north. The present slope and terrain morphology are the result of how the depositing of energy by-products progressed [4].

The entire structure has been subject to long-term monitoring both by hydrogeological probes (observation boreholes) and through geotechnical inspection monitoring elements (inclinometric probes, pore pressure gauges installed in boreholes, and geodetic points).



Fig. 1: Stacking the deposit material in the technical reclamation area using a belt stacker.

2.3 Objective of the works

Over the course of depositing the first layer of the deposit material, about 18 m thick, in the technical reclamation area, the need emerged to verify the stability of the emergent deposit body of energy by-products and to analyse the expected deformations in connection with the operation of stacking machinery at the minimum permissible distance of the stacker from the edge of the slope crest.

The aim of the stability and deformation-related calculations was to determine the distance at which the earthwork carrying the weight of the stacking machinery has adequate long-term stability. Furthermore, partial stability calculations were carried out – primarily to determine the preliminary stability of the northern slopes of the structure near the service road of the surface mine. Another focus area was

the slopes delimiting the borrow pit in the east of the technical reclamation area (short-term stability at the time of excavation). Finally, there was also a focus on the southern slopes of the area of interest, with the least favourable morphology and geological conditions – here the long-term and permanent stability of the deposit body and the southern front zone was assessed.

The stability and deformations of the body of energy by-products that was examined are significantly dependent on the shallow groundwater level. Therefore, apart from the aforementioned calculations, it was also necessary to propose a technical solution for the drainage of the structure concerned, which also doubled in its function as reference documents for updating the project for the technical reclamation of the area of interest. On the basis of the results of the field mapping and geodetic surveying of important points, a proposal of the drainage system for the structure was subsequently conceived. The drainage solution can be split into two logical parts: surface water and rainwater drainage and runoff, and drainage of shallow underground water.

This was therefore a complex geotechnical solution, with long-term monitoring of the area of interest, including extensive archival research, used as a basis for the stability and deformation-related calculations. Subsequently, on the basis of their results and field mapping, a comprehensive draft design of the structure and its shape, including drainage, was conceived.

3. Implementation and the results of works

3.1 Stability and deformation calculation

The GEO 5 and PLAXIS software were used to calculate stress-strain behaviour and slope stability. The first of these uses the limit force equilibrium method to perform the calculation. The Bishop's shearing surface optimization method was used to determine the critical, i.e. the least favourable shearing surface with the lowest local degree of stability. The optimisation was performed by gradually changing the positions of individual points in the surface and determining which change of a given point's position resulted in the lowest degree of stability. The numerical model specified in the PLAXIS software works on the basis of the finite element method (FEM), and determines the degree of stability by automatic simultaneous reduction of the cohesion values and the tangent of the internal friction angle (φ and c reduction).

The calculations were divided into steps corresponding to the expected work procedures. For each phase of the construction and load effect, calculation focusing

on the deformations caused by the static load was also performed. As an additional part of the calculation, a state was also modelled with an additional load from the stacker, taking into account the dynamic effects or simultaneous operation of pertinent machinery (the tripper car, cable drum car, middle parts, and material being transported) – procedural safety. The contact area of the caterpillar bands was modelled using two contact rectangles. The characteristic contact stress was calculated from the total weight of the stacker and the total area of the caterpillar bands, i.e. from the relation:

$$F = \frac{m_{tot} \cdot g}{S_{hous}} = \frac{500000 \cdot 10}{2,4 \cdot 8,6 \cdot 2} = 121 \text{ kN/m}^2$$

where F is the characteristic contact stress, m_{tot} the total weight of the stacker and S_{hous} the area of the caterpillar bands.

The terrain morphology data that was used in the calculation model was based on the geodetically measured input. The boundaries between geological quasi-homogeneous units (geotypes) and the line of the groundwater level were processed on the basis of archival research and the results of long-term monitoring. In total, four computational profiles were created, three of which dealt with problematic areas of the structure (see Chapter 2.3), while one section was used to determine the usability of the stacker for coming levels of the deposit body; see above.

The groundwater level was entered as a polygon, under which the mass unit weight of saturated soil and upward hydrostatic pressure was considered by the software in the calculation, and above it the entered mass unit weight value. The pore water pressure at a given point was calculated as the hydrostatic pressure, with the line of the groundwater level being taken into account. In dealing with the effect of the load on a level from the stacker, the groundwater level was assumed to be sufficiently deep below the bottom surface of the deposit body that as a result, its effect was negligible. In the remaining profiles, however, the groundwater level played a significant role. It was not possible to enter the course of infiltrated water, leachate water and drainage water (discontinuous and varying groundwater levels) into the calculation. However, thanks to the results of the monitoring of the structure that was implemented, the places where there was permanent surface waterlogging in the front zone of the technical reclamation area were sufficiently mapped, which made it possible to include them in the numerical modelling.

The results of the limit force equilibrium method showed that approaching the edge of the slope to a distance of 5 m with the stacker causes a deformation stress state in the earthwork with a degree of safety $FS = 1.69$ and a maximum total deformation of the deposit body of 0.25 m. In numerical verification using the finite element method,

the total degree of stability was determined at $FS = 1.63$. The shortest possible distance the stacker can travel to the edge of the earthwork, determined in this way, does not pose a technological restriction on operations, which is of key importance for further depositing processes. The additional load from the stacker caused deformations with a direction and size which were evident from the shift vectors (Fig. 2). The model showed a significant predominance of vertical over horizontal deformations, on the provision of stacking within acceptable limits. The calculations performed did not indicate tensile cracking (only to a negligible extent on the surface of the deposited material) [5].

The stability calculation showed compliance with the requirement of short-term stability for profiles running through the northern slopes of the technical reclamation area and in the area of near the borrow pit in the eastern part of the area of interest ($FS = 2.30$ and $FS = 1.47$ respectively). For the southern front zone of the structure, the resulting degree of stability was determined at $FS = 1.05$. In conclusion, the resulting slope stability only met the requirements to a certain extent and did not meet the requirement of long-term stability. The results obtained were affected both by the shear parameters of the soils (which depend, inter alia, on the degree of consolidation, which in turn is influenced by the age and thickness of the deposit layers) and by the line of the groundwater level. It was therefore recommended to draft construction and technical measures that minimize unwanted soil saturation in the southern front zone of the structure with rainwater and at the same time facilitate the runoff of shallow underground water from the technical reclamation area and from the affected area of permanent waterlogging in the southern front zone of the structure concerned.

Another output from the calculations that were performed was the conclusion that in the further stacking of the deposit material, any significant rise in the groundwater level in the subsoil should be avoided. It was therefore recommended to increase the frequency of measurements of groundwater levels in the monitoring wells and to install additional observation probes in the risk area for the shallow groundwater level horizon – observation piezometers and boreholes [6].

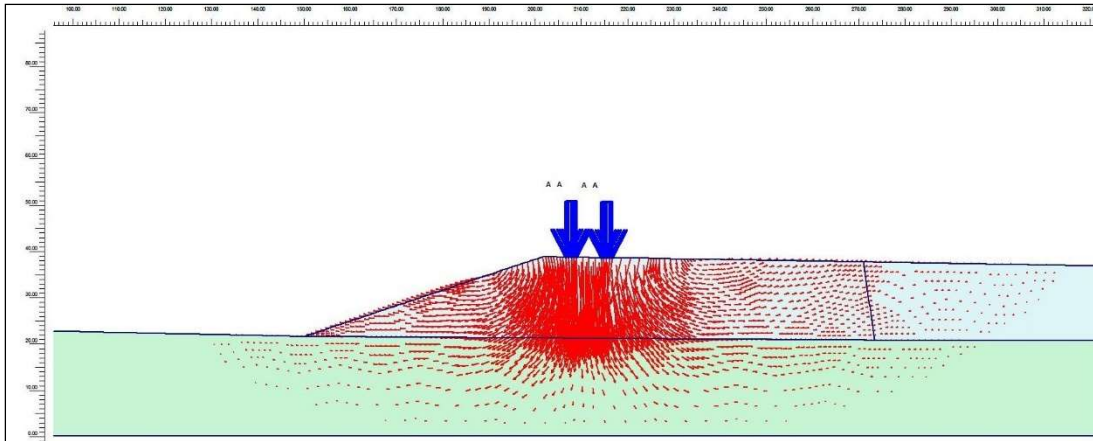


Fig. 2: Total deformation caused by additional load from the belt stacker.

3.2 Earthworks

From the above, the necessity arose of detailed mapping of the technical reclamation area with a focus on the current state of the surface waterlogging and drainage of the structure. The reconnaissance of the area of interest included a precise geodetic survey of significant hydrological elements and phenomena. During the fieldwork, concrete troughs were found to be clogged (with a layer of mud up to 40 cm thick) in many places, or entirely missing. In some places, undesirable aquifers thus formed (Fig. 3). Surface water and rainwater from the mine service road should be channelled through an open ditch to the existing accumulation sump in the eastern part of the area of interest; however, the ditch is blinded and hence not functional.

4. Draft technical solution and recommendations

On the basis of the work carried out, a comprehensive solution of the technical reclamation area was proposed. This included in particular the draft design of the drainage method split into two main parts: solution of surface water and rainwater runoff, and solution of the drainage of shallow groundwater.

4.1 Drainage of surface water and rainwater

In designing the method for the drainage of surface water and rainwater, it was proposed to use the existing concrete trough combined with new piping. The existing troughs will need to be cleaned and those that are broken restored. Subsequently, a DN 500 pipe of flexible material (PVC) that allows bending will be laid in the concrete trough. This piping will provide drainage of surface water even after

the backfilling of the trough. It will be necessary to connect the piping at the southern portal through a connection under the service road (which includes lifting the blinding) and terminate it at the point of the drainage inflow to the sump area – the pipe outlet. The entire section concerned has a length of 523 m, and from 401 m to 523 m the concrete troughs are missing. There we recommend laying new concrete troughs while maintaining the proposed slope.

4.2 Drainage of shallow underground water

The drainage of shallow underground water consists of the implementation of a ground trench (1.0 m in depth with a minimum bottom width of 1.0 m), lined with a separation geotextile and supplemented with a DN 800 perforated drainage pipe of flexible material (PVC), covered with quarry stone (grain size > 32 mm) and with a separation geotextile. The bottom of the excavation pit, consisting of impermeable dump soil, will be compacted. Should any places with coarse-grained fractions be found, these will be replaced with the surrounding fine-grained dump soil and subsequently compacted. The drainage of shallow groundwater will be terminated at the point of the drainage inflow from the area of the front dump of the surface mine. From there the route will continue on a downward slope with troughs all the way to the sump. The drainage pipe will be 377 m long, the entire section concerned being 499 m long.

Water surfaces cause waterlogging of the bottom of the deposit body; thus it was recommended to dispose of them by pumping and backfilling to a sufficient level to prevent renewed water retention. This measure, along with the implementation of drainage, will significantly increase the stability of the slopes concerned. Their stability should be verified before continuing with depositing another level.

5. Conclusion

A comprehensive series of works was carried out for the project of the technical reclamation of the structure concerned, aimed at restoring the site of former mining activities by refilling with a certified product of a coal-fired power plant; these included archival research, stability and deformation numerical calculations using data from long-term monitoring of the structure, and field mapping. The result of the works carried out was a draft technical solution for the drainage of the area of interest, which will increase the stability of the structure under monitoring and enable its continued existence. In further stacking, any significant rise in the groundwater level in the subsoil should be avoided, and so a higher frequency of groundwater level

measurements in the monitoring probes, as well as additional probes, was recommended.



Fig. 3: Waterlogging as a result of clogging or absence of surface drainage.

6. References

- [1] Černoch, P.; Košťál, J.: Příprava sanace bývalého povrchového dolu/odkaliště. Sborník Geotechnika 2018, Vysoké Tatry. Orgware, 2018.
- [2] Černoch, P.; Košťál, J.: Geotechnical risks of foundation of warehouses built on brownfields. Ernst & Sohn, ce/papers. Paper No. 130 (XVI DECGE Skopje, R. Macedonia), 2018.
- [3] Černoch, P.; Košťál, J.: GT práce na rozšíření úložného prostoru. INSET s.r.o., 2013.
- [4] Černoch, P.: Hydrogeologické a hydrochemické sledování. Výsledky za rok 2017. INSET s.r.o., 2017.
- [5] Janků, J.: Stabilitní výpočet provozního svahu z deponátu úložiště. INSET s.r.o., 2016.
- [6] Černoch, P.; Janků, J.: PTR. Přepočítání stability. ČEZ EP, s.r.o., 2017.
- [7] Černoch, P.; Straková, P.: Návrh odvodnění předvysypky PTR. INSET s.r.o., 2016.

3.6. Prediction of the development of groundwater quality in a finished sludge lagoon

Abstract

For depositing and predicting secondary float energy by-products, it is appropriate to use mathematical modelling. The implementation of relevant input data from long-term monitoring is suitable as an application for verification as well. The main output was the determination of the necessary priorities and geotechnical risks in solving the final state of the area of interest, especially regarding solving of the drainage system in the subsequently finished sludge lagoon.

Keywords

transport of contaminants, sludge bed, geotechnical risks

1. Introduction

When depositing secondary energy by-products from coal-fired power plants, several crucial questions arise in relation to the ambient environment and potential geotechnical risks.

Regarding the remediation and revitalisation of former sludge beds by way of depositing secondary energy by-product, it is necessary to point out fundamental phenomena related to the impact of the structure of interest on the ambient environment and potential geotechnical risks. This concerns mainly a rise in groundwater level due to superimposed load on the structure [1]. When the secondary energy by-products are deposited, this new layer can sag and consequently, open tensile fractures may appear in it. Therefore, it is advisable to pay close attention to the analysis of changes that can arise when former sludge beds are covered with a remediation layer. In particular, there is a risk of restoring the problem as the groundwater outflow conditions may change, which can lead to the transport of potential contaminants from the former sludge beds to the ambient environment. At the same time, the stability of some parts of the structure may be affected locally and the overall stability in a wider area may also be affected, especially if the uplift pressure at the base of the structure increases [2].

The above-mentioned risks may be disclosed in time and subsequently eliminated thanks to the implementation of hydrogeological model calculations which focus on the simulation of changes in outflow conditions caused by depositing secondary

energy by-products. Typical tasks mainly include monitoring the impact of hydro-regime changes on the stability of a former sludge bed (or rather the finished sludge lagoon), verification of possible spreading of potential contaminants in the saturated ground environment, and groundwater level development in various alternative solutions for overall capacity extension and reclamation of the structure [3] and [4].

The prediction of groundwater quality development (modelling of contaminant transport) was implemented in the area of two (former) sludge beds. The first sludge bed was created in a depressed terrain by enclosing it with a starter dam. It was hydraulically operated between 1967 and 1990. The neighbouring sludge bed was located in the area of a former quarry in which mining was discontinued in 1983. Ash deposition by way of sluicing in the central part of the structure of interest, started in 1990 and has continued to this day while the sluicing is scheduled to stop at the end of 2017 or the beginning of 2018. A hydro-mixture (a mixture of slag and water) is sluiced to the sludge bed. Simultaneously, the implementation since 1997 of coal-fired power plant desulphurisation using the wet lime scrubbing process, a prereclamation arrangement for landscape recovery has been modelled on the surface of a sludge bed ash beach using a stabilised mixture prepared from secondary energy by-products (a mixture of fly ash, lime, wastewater, etc.).

2. Input data

First, a geological model was created and hydrodynamic (hydraulic) properties assigned to partial geological units. After that, boundary conditions were defined and then a computing grid was established. For the partial tasks to be solved, it was essential to first solve the hydrogeological model with steady groundwater flow in a wider area of interest. Thus, the precondition of setting actual initial and boundary conditions at the border of the model area is met.

Visual ModFlow Flex 2015.1. was used for the modelling, including the implemented modules: MODFLOW 2005 U.S. Geological Survey to find out the course of the groundwater flow in the saturated ground environment, MT3MDS for the transport of contaminants and ZONEBUDGET to establish the groundwater amount in pre-defined 3D bodies (areas). Afterwards, VMOD 3D-Explorer enabled us to display both inputs and outputs of individual models in 3D form.

2.1 Model geometry and boundary conditions

The locality of interest was modelled over a total surface area of approx. 3.2 x 2.8 km (i.e., an area of approx. 905 hectares was simulated). The lower limit of the model was selected in such a way that the total vertical profile adequately covered all the geological units concerned and their general course. Great emphasis was laid on creating geological boundaries of tuffitic rocks (forming an impermeable barrier between the two sludge beds) and coal, including coal-bearing clays (especially the course of the coal seam and its non-balanced residues). The geological model was identical for all partial numerical models, only the input of the terrain surface course differing in the variants. The current terrain, the filled body after slag sluicing was discontinued (12/2017) and after that depositing of stabilised mixture is finished, that is before the reclamation starts in 2025.

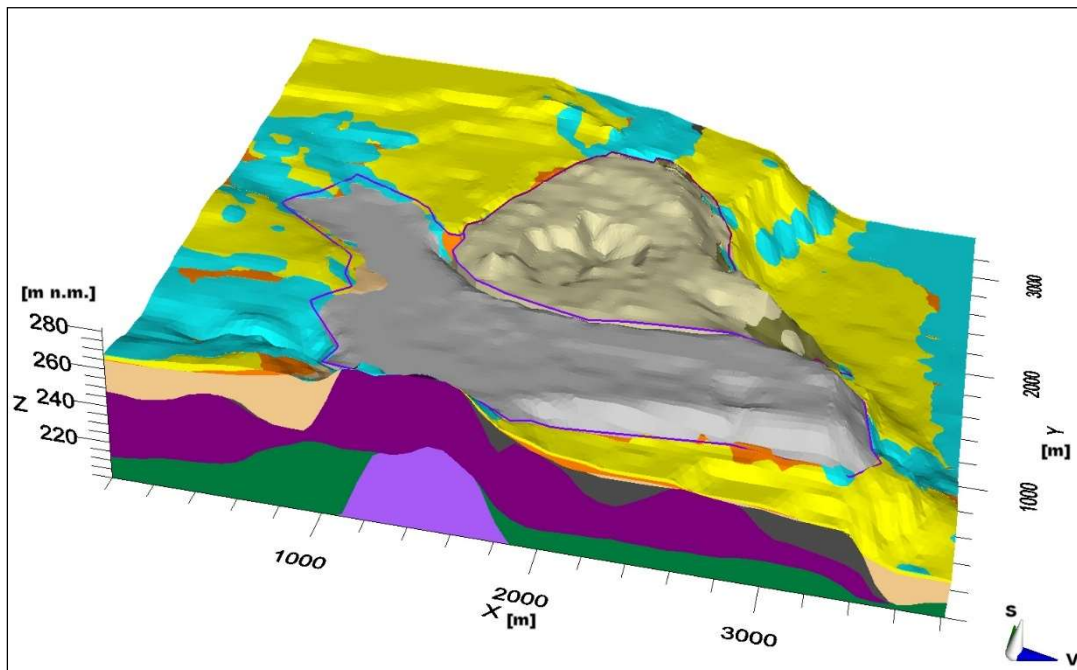


Fig. 1: Initial geological model (superelevated 10 fold).

When the geological model was implemented (Fig. 1), the conceptual model was solved, and later there followed the numerical model. The conceptualisation consisted in the schematisation of all aspects of the area of interest, i.e., the geometry of the analysed area and the groundwater flow conditions. Moreover, the model material composition was simplified while respecting all the defined boundary conditions.

A specific constant groundwater level was used as the first-type boundary condition for the modelled borders of the area of interest. The level was not entered as constant up to the border but as respecting the found data (groundwater level) from the hydro-geological model of the wider surroundings of the area of interest. In addition, a second-type boundary condition was introduced, namely Recharge. To avoid separate entry of another boundary condition - Evapotranspiration (difficult determination of amount and depth range), was already included when the Recharge boundary condition was entered – and this value was reduced. Superficial saturation and local watercourses were included in the model as a 3rd-type boundary condition - River. Another 3rd-type boundary condition was the course of levels in the stream tubing (Drain) and drainage system for the sludge bed seepage water. The boundary condition of the Lake included the artificially maintained constant height of the free water level in the residual sludge bed lake and hydro-mixture sluicing. Water recharge from the sluiced hydro-mixture can be derived from the known value of the hydro-mixture flow rate through the sluice pipeline minus the slag content. The entered 4th-type boundary condition, Pumping Wells, represented the effect of overflow towers. The initial condition (Initial Head) with the starting groundwater level calculated within the steady groundwater flow modelling in the wider area of interest, was used in the entire simulated model area.

2.2 Material characteristics

The following basic geological units were selected for the solved models: stabilised mixture; slag-ash sediment; stockpiled soil; Holocene deposits including deluvial-fluvial soils; aeolian or aeolian-deluvial sediments of loess or of loess-soil nature; fluvial Pleistocene gravel accumulations - terraces; overlying part of Most formation - clays with sand fraction; coal series (seam and non-balanced residues) - coal; coal claystone; pyroclastic rock including the underlying part of Most formation - tuffs and tuffites of volcanic series; varied claystones and tuffitic clays of underlying series; Cretaceous rock of Turonian age - marlites and lime claystones; vulcanites (Neogene effusive magmatites) - olivine basalts, nephelinites and leucites. The selection of all 11 various geological environments made for a certain simplification consisting in the unification of soils and rocks into so-called quasi-homogeneous units (i.e., units with similar geological and hydrogeological properties), although they may be heterogeneous as to their lithology and genesis.

Hydrodynamic parameters for each geological unit were obtained from hydrodynamic tests, well logging, laboratory analyses, and also partially derived from archive searches in Czech and foreign professional literature [5]. The determination

of the ash hydraulic parameters is very difficult. From experience in other similar fields, it is known that filtration coefficients in a saturated ash body in analogous conditions, as verified by a pumping experiment, showed differences of one or two orders of magnitude. Differences between filtration coefficients in the horizontal and vertical directions may even be a hundredfold. Moreover, in the central part of the sludge bed (near the overflow towers) the finest-grain ash fraction tends to settle and, mainly thanks to the existence of a free water surface in this area, the difference between the vertical and horizontal permeability values is almost entirely blurred. For those reasons, flatly introduced filtration coefficient values were adequately adjusted within the modelling. At the same time, crevice permeability was not considered in the solved model calculations. It plays a part in underlying Cretaceous rocks and the stabilised mixture body. Considering the position of the Cretaceous deposits (deeper groundwater circulation), only a negligible error results in the calculation. It is true for both the slag-ash sediment and stabilised mixture that in reality (on the macro-scale), their permeability will be greater than the laboratory value. However, this is insignificant in the presented calculations.

Within the solution, the reference groundwater levels obtained from long-term monitoring of the area of interest were entered. Additionally, earlier chemical analyses were searched out, groundwater samples were taken, and their subsequent laboratory analyses undertaken. The input values entered in the calculation model were average values obtained from the reference period from 2009 to 2016. The groundwater level values measured in the monitoring hydro-wells served for the calibration and backward verification of the model. The latter compared whether the calculated course of the groundwater level in the model initial time corresponded to the actually found levels to the maximum extent, i.e., the long-term average in recent years.

3. Calculation, calibration and backward verification

When solving the transport of contaminants in the area of interest, it was necessary to implement partial groundwater flow models. In general, four basic models were solved:

- Model 1: groundwater amount and quality in the area of the sludge beds in simultaneous slag sluicing to the other sludge bed;
- Model 2: prediction model of groundwater quality after the sluicing is discontinued for selected chemical indicators (until 2025);

- Model 3: prediction model of the groundwater amount flowing out of the area of both sludge beds from the discontinuation of slag sluicing to the other sludge bed till the discontinuation of depositing secondary energy by-product – final shape before reclamation (until 2025);
- Model 4: prediction model of the groundwater level when the water regime has stabilised after the discontinuation of sluicing.

Except for the first and partly also the last model, with the steady state of groundwater, a so-called “steady-state simulation”, the variants were always time-varying. The groundwater course reacting to time changes was solved, as a response to the change in the entered boundary conditions. In the case of Model 1, we used the standard computing module of PCG2 (preconditioned conjugate-gradient method) to numerically solve the simulated equations of the linear groundwater flow model using modified incomplete Cholesky and polynomial predictions. For the other models, the computing method of GMG (Geometric Multigrid Solver) served the purpose of solving the corresponding matrices. This method is based on the conjugate gradient algorithm like the previous PCG2, but unlike PCG2 it was developed especially for solving groundwater flow models with a numerical grid of finite differences. For models 1 and 2 (after time-variant groundwater flow iterations were successfully finished) the advective flow method of UFD (upstream finite difference) with the implicit computing module of GCG (Generalized Conjugate Gradient solver) was used to calculate the transport of contaminants. Once the obtained results had been reviewed, we proceeded to the calibration and backward verification of the numerical model.

Hydrogeological model calibration consisted in a gradual change in the input parameters until an acceptable agreement between the measured and calculated values was achieved. In the first step, the achieved groundwater levels in zero time were compared with the measured data in each model variant. Then the concentration values for the monitored chemical indicators were calibrated as well.

Numerical model verification was made possible mainly thanks to a sufficient amount of data obtained from the long-term monitoring of the area of interest performed for many years by INSET s.r.o.

In summary, we can conclude that, despite its extreme complexity (extensive territory, complicated geological structure, large number of boundary conditions, etc.), the implemented model of the solved area achieved, in all its partial variants, a very good agreement with the documented values from the hydrogeological and hydrochemical monitoring.

4. Results of model calculations

All model variants included the effect of the sludge bed drainage system.

In the implemented mathematical modelling, the effect of the upper near-surface aquifer was connected with deeper groundwater circulation. Thus, the resulting groundwater level courses always reflected the shallowest continuous aquifer in the locality of interest, which comprised the saturated zone of both sludge beds, the quaternary aquifer at the inflow (sandy gravels), the near-surface aquifer of the shallow groundwater circulation connected in the east to a broad alluvial plain of the original stream bed (connecting to surface waters), and also in the north-east part of the second sludge bed a partial show of tertiary water recharge (coal seam outbursts). Thus, the determined groundwater level represented the highest possible level of the continuous course.

Considerable deep groundwater circulation (mostly a crevice aquifer in Cretaceous sediments and tertiary vulcanites and deposits) was found under the modelled course of the shallow groundwater level (pore character of the aquifer) and had virtually no bearing on the transport of contaminants solved by us; therefore, it was not included in the implemented simulations.

The modelled groundwater level course imitated to a large extent the terrain sloping and slope direction. Furthermore, it was obvious that the closer to the residual lake the calculated groundwater level was, the more the shallow groundwater levels gradually evened out, approaching the level corresponding to the free water surface of the sludge lagoon. Therefore, the simulated steady groundwater flow indicates communication between the groundwaters from both sludge beds.

In the case of Model 1, the groundwater quality was shown as constant, representing the current state. The comparison of calculated values of the monitored chemical indicators with average values documented by monitoring in the reference period from 2009 to 2016 showed very good agreement. The achieved values of individual potential contamination parameters served as input data for the further solution variant implemented in Model 2.

Model 2 solved the groundwater quality prediction for the following chemical indicators: dissolved inorganic salts (RAS), ammonium ions, sulphates and arsenic. As mentioned above, it was based on the current state calculation for groundwater quality (Model 1) and simultaneously on Model 3, which focused on the change in outflow conditions, or rather the state of the groundwater levels from sluicing discontinuation till the creation of the final secondary energy by-product body, i.e., till 2025.

The simulation of groundwater quality development from the beginning of secondary energy by-product depositing is quite a complicated operation; therefore, it is partially burdened with error. From the initial phase of the numerical calculation, i.e., from the time when the first sludge bed operation started in 1967, a significant leap in groundwater quality can be observed from this “zero” point up to the current state. It follows that the gradual deterioration of contamination up to the current state (for approx. 50 years) has a long-term tendency and therefore, no rapid or considerable improvement can be expected in the upcoming years (i.e., from the time when sluicing/secondary energy by-product depositing is discontinued). The calculated values of the monitored parameters had a relatively good agreement with the measured values of these chemical indicators in the long term. Inaccuracies in simulations compared with the measured data got worse towards the borders of both sludge beds.

The mathematical calculation of the current state was followed by the calculation of groundwater quality prediction in time, i.e., its change from 12/2017 till 2025. It was obvious in all the monitored cases that the equilibrium of the hydrochemical environment did not hold steady at the time when secondary energy by-product depositing was discontinued. The contaminant cloud moved very slowly in time and the contaminants will most probably never be washed completely out of both sludge beds, because of the lack of a sufficient gradient and (ground) water recharge, as shown in the results of Model 4.

It should be noted that according to the calculations, the water regime will stabilise in approximately 2042, which means 25 years after sluicing to the sludge bed is discontinued and 17 years after depositing of the stabilised mixture is discontinued (before reclamation).

In the case of all chemical indicators, the modelling showed that all their monitored values decreased in time after sluicing was discontinued. At the end of the solved period (from approximately 2022), a partial decrease in the monitored concentration parameters started to show also in wells located at the outflow from both sludge beds. A detectable decrease in values of the monitored concentration parameters inside the sludge bed bodies would require a longer time period.

For most indicators, the concentration values documented by the model for the final year 2025 were lower in all monitored wells than the maximum value found in the selected monitoring period of 2009 - 2016. In half of the cases, the calculated values (for 2025) were lower than the average values in the above-mentioned reference period.

5. Conclusion

We can conclude that the indicated development of groundwater quality showed a clear tendency. That is, after discontinuation of sluicing, the contaminant cloud was gradually washed out, diluted and moving outside the sludge bed. However, the development depended not only on depositing of the secondary energy by-product but primarily on the hydraulic transport operation. If, theoretically, the sludge bed was supplied only with clear water through the sluice pipeline, the contaminant cloud could be gradually pushed out of the sludge bed and almost eliminated in the end. It means the cloud movement also implies a certain dilution, i.e., a decrease in contaminant concentrations. It is also quite obvious that the washing-out of contaminants will be considerably affected by the volume of inflows from the gravel aquifer. To the contrary, if substantial recharge of the sluicing water is missing, both concentration decrease, and contaminant cloud movement will slow down; according to numerical modelling there will be an increase in concentrations of the monitored parameters inside both sludge bed bodies.

Another issue connected with the potential adverse effect of finishing the sludge lagoon (a change in hydro-regime and thus the stability of the area of interest) is maintaining the drainage system function until the water regime completely stabilises. The performed model calculations have implied that it is necessary to operate the drainage system at least until the groundwater flow stabilises, i.e., for approx. 15 years after depositing of the secondary energy by-product in the area of interest is discontinued.

None of the model cases required any adjustment of limit values in the number of internal and mainly external iterations in order to increase the tolerance for achieving convergence above the size of one-tenth of a computing cell. A very good agreement with initial times was achieved for the values obtained from the model and the field measurement, thanks to calibration and backward verification.

The main uncertainty in the results obtained was the issue of course continuity of the groundwater level. The numerical calculation did not allow modelling of isolated saturated places; it is intrinsically made to solve a continuous course of the groundwater level. This results in a certain simplification and distortion; in reality, there will be separated, preferential groundwater flows in some isolated localities which will also allow the transport of contaminants.

6. References

- [1] Černoch, P.; Košťál, J.: Studie vlivu změn hydrorežimu na stabilitu odkališť. Conference proceedings, Geotechnics 2016, High Tatras. Orgware, 2016.
- [2] Černoch, P.; Košťál, J.: Implementation of geotechnical risk during realization of a slag dam based on the sediments in a former sludge lagoon. Poster and conference proceedings, XVI ECSMGE. Edinburgh, 2015.
- [3] Černoch, P.; Košťál, J.: Řešení ukládání vedlejších energetických produktů do prostoru odkaliště. Proceedings, XIV Congress of Hydrogeology and II Congress of Engineering Geology. Liberec, 2014
- [4] Černoch, P.; Košťál, J.: Stanovení zatěsnění úložného prostoru vedlejších energetických produktů na základě experimentu in situ. Geotechnika journal No. 02/2016. Prague, Czech and Slovak Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2016.
- [5] Černoch, P.; Košťál, J.: Uplatnění hydrogeologického modelování při ukládání VEP. 3rd International Conference Popílky ve stavebnictví and 27th International Symposium Sanace 2017. VUT Brno, 2017.

3.7. Uplatnění hydrogeologického modelování při ukládání VEP

Hydrogeological modeling for the environment of secondary float energy by product

Anotace

Pro predikci chování hydrogeologického prostředí při ukládání VEP je vhodné využít hydrogeologické modelování. Před simulacemi je vhodné nejprve realizovat dlouhodobý monitoring, aby byla získána relevantní vstupní data a model mohl být verifikován. Hydrogeologické modelování lze využít nejen pro odhalení geotechnických rizik, ale i pro možnost modelování potenciálního transportu kontaminantů vně řešenou oblast.

Annotation

For predicting the behaviour of the hydrogeological environment while storing secondary float energy by-product is appropriate to use the hydrogeological modelling. The implementation of long-term monitoring relevant input data is suitable and as an application for verification as well. The modelling can be used not only for detection of geotechnical risks, but also for the transport of contaminants.

Klíčová slova

hydrogeologické modelování, dlouhodobý monitoring, verifikace, geotechnická rizika, transport kontaminantů

Keywords

hydrogeological modelling, long-term monitoring, verification, geotechnical risks, transport of contaminants

1. Úvod

Při ukládání vedlejších energetických produktů (dále jen VEP) z uhelných elektráren vystává několik zásadních otázek s vazbou na okolní životní prostředí (ŽP) a na možná geotechnická rizika.

V rámci provádění sanací a revitalizací bývalých odkališť pomocí ukládání VEP je nutné upozornit na zásadní fenomény vlivu zájmové stavby na ŽP a geotechnické problémy: nárůst hladiny podzemní vody a vliv přetížení [1]. Ukládáním VEP – přetížením – se může vrstva těchto materiálů prohýbat a v důsledku toho v ní mohou vznikat otevřené tahové trhliny. Proto je dobré věnovat velkou pozornost analýze změn, které mohou nastat po překrytí bývalých odkališť sanační vrstvou. Hrozí zejména nebezpečí ovlivnění lokální stability některých částí stavby, ale i celkové stability v širším okolí, zejména při zvýšení vztlaku na bázi stavby [2]. Zároveň může dojít k obnově, respektive změně odtokových poměrů podzemní vody a následně k transportu potenciálních kontaminantů z bývalých odkališť do okolního ŽP.

Výše uvedená rizika mohou být včas odhalena a následně eliminována díky realizaci hydrogeologických modelových výpočtů, zabývajících se simulací změn v odtokových poměrech vyvolanými ukládáním VEP – jedná se zejména o typické úlohy sledování vlivu změn hydrorežimu na stabilitu odkaliště, ověření možného šíření potenciálního znečištění v zemním saturovaném prostředí a vývoj HPV při různých variantách řešení celkového zkapacitnění a rekultivace stavby [3], [4].

Hydrogeologické modelování je poměrně složitá a časově náročná úloha, při zadání kvalitních vstupních dat a zvolených okrajových podmínek ovšem dává věrohodné a relevantně přesné výsledky. Zdrojová data pro veškeré simulace jsou klíčová – proto by každému modelování měl ideálně předcházet vhodně zvolený dlouhodobý monitoring, ze kterého vstupní data vyplynou. Model je pak možné nasimulovat tak, aby věrohodně pokryl a zohlednil všechny vazby na širší okolí, a následně je nutné jej verifikovat. Jedním ze zásadních výstupů modelování je průběh ustáleného proudění podzemní vody, který lze následně použít pro detailnější studie. Pro tyto studie pak průběh ustálené hladiny podzemní vody slouží jako okrajová podmínka, kterou je velmi obtížné až nemožné (v takto složitých poměrech jako jsou prostředí odkališť) získat klasickým monitoringem, který by musel být neúměrně rozsáhlý a nákladný. Hydrogeologické modelování proto slouží jako jeho adekvátní ekvivalent. Zároveň je vhodné v předstihu realizovat doplňující terénní zkoušky pro zjištění potřebných hydrodynamických parametrů modelovaného geologického prostředí.

2. Zájmová stavba

2.1. Historie a současný stav

Modelovou lokalitou je severní část bývalého odkaliště, které se skládá ze dvou částí, přičemž jižní část (odkaliště I) je v současné době již zrekultivována a severní část (odkaliště II) je využívána jako úložný prostor pro řízené ukládání VEP z blízké elektrárny.

Bývalé odkaliště I je situováno v terénní depresi – přehrazeném údolí bývalého říčního toku, který byl v minulosti přeložen a částečně zatrubněn. Výstavba odkaliště byla zahájena již v roce 1967 budováním základní hráze s korunou na kótě 239 m n. m. Konstrukčně šlo o téměř 16 m vysokou homogenní hráz, pravidelně zvyšovanou po 3 m vysokých krocích. Dosaženo tak bylo definitivní výšky 263 m n. m. Hydraulický provoz (plavení popela) na odkališti I byl ukončen v roce 1990 na základě výpočtů stability hrázového systému pro další zvyšovací hráz, který konstatoval nemožnost dalšího zvyšování odkaliště bez nutné sanace základní hráze.

Odkaliště II se nachází v prostoru bývalého povrchového lomu, těžba hnědého uhlí zde byla ukončena v roce 1983. Zbytková jáma lomu měla nejhlubší místo přibližně 25 m pod povrchem původního terénu, na kótě 222 m n. m. Jednalo se o svažité terén ukloněný směrem k V až VJV. Před zahájením plavení byly v centrální části zbytkové jámy postaveny dvě přepadové věže pro jímání vratné vody (obr. 1). Hydraulický provoz odkaliště (plavení strusky) byl zahájen v roce 1990 a v dnešní době pokračuje s provozní hladinou nepravidelně oscilující okolo úrovně 250 m n. m.



Obrázek 1.: Plavení strusky do zbytkového jezera (v pozadí přepadová věž).

S ukončením plavení strusky je počítáno mezi lety 2017 až 2018. Od doby odsíření elektrárny pomocí mokré vápencové vypírky je na povrchu popelové pláže odkaliště II modelována předrekultivační úprava pro obnovu krajiny pomocí certifikovaného výrobku – stabilizátu – připraveného ze směsi popílku s vápnem, odpadní vodou, aj. Produkt je připravován v míchacím centru jako zavlhá směs a je dopravován do prostoru stavby pomocí trubkových dopravníků. Na místě je pak rozvážen nákladními auty a následně rozprostírán do vrstev a hutněn.

2.2. Geologické a hydrogeologické poměry zájmové lokality

Z regionálně geologického hlediska spadá zájmová stavba do mostecké části severočeské hnědouhelné pánve, nejstarší stratigrafické jednotky představují krušnohorské krystalinikum a permokarbon. Na povrch nikde nevystupují, nasedají na ně subhorizontálně uložené horniny svrchní křídly (od sladkovodního cenomanu až po coniak).

Křídové sedimenty jsou zde reprezentovány jílovitými pískovci a písčítými jílovcí a slínovci, lokálně s glaukonitem. Terciární sedimenty tvoří převážnou část předkvartérního podkladu a vycházejí na povrch hlavně v sz. části zájmové stavby. Na relikty oligocénu ve formě písků nasedá miocenní sedimentace po stratigrafickém hiátu – komplex neogenních hornin vulkanogenního původu, tvořených tufy a tufity, místy bazalty.

Nad vulkanity se vyskytuje souvrství podložních jíílů a písků, jehož svrchní část je tvořena šedými jíly s četnými uhelnými polohami a tzv. bazální slojkou. Nad slojí se nachází souvrství nadložních jíílů a písků [5].

Předkvartérní podklad je zakryt v širším okolí stavby převážně eolickými, deluviálními a fluviálními sedimenty. Na morfologii zájmového území se významně podílí antropogenní sedimenty, představované v první řadě materiálem vnitřní a vnější výsypky z doby těžby uhlí a VEP. Eolické sedimenty jsou zastoupeny sprašemi a sprašovými hlínami a tvoří převážnou část přirozeného kvartérního pokryvu.

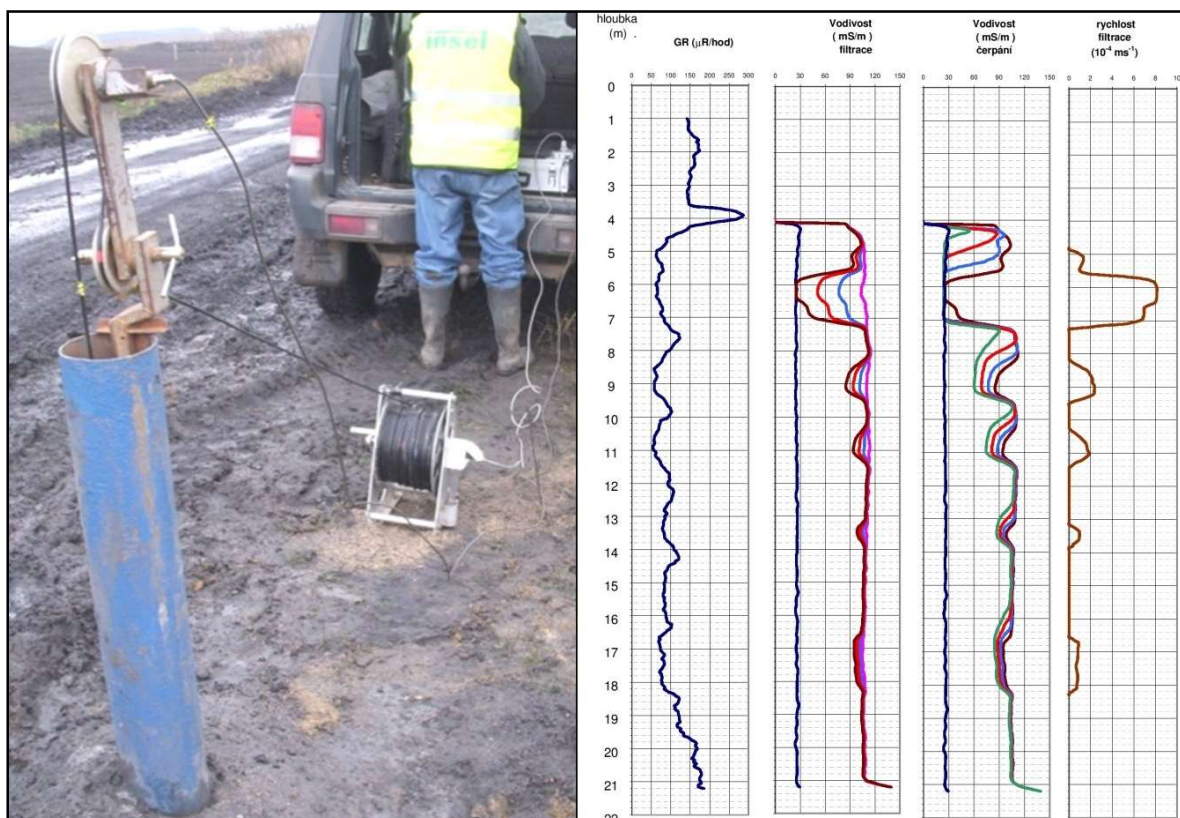
Dílejší tektonické struktury nebyly v zájmovém území vzhledem k mocným kvartérním pokryvům přímo zmapovány, avšak pravděpodobný je zlom směru SZ – JV, omezující parovinu bývalé uhelné pánve. Lze předpokládat, že i původní údolí potoka, v němž je situováno bývalé odkaliště I, je tektonicky predisponováno.

Z pohledu hydrogeologických (HG) poměrů lze v širším okolí stavby rozlišit následující průběžné zvodněné horizonty podzemní vody.

Horizont mělké podzemní vody se vyskytuje obzvláště ve fluviálních sedimentech (písčité šterky).

Hlubší zvodeň je vázána na uhelnou sloj. Tato voda pravděpodobně pochází z nadložních propustných štěrků a infiltruje jen v oblastech výchozů sloje pod štěrky. Výchozové partie oxyhumolitů jsou poměrně dobře propustné. Sloje jsou zachovány zvláště při jv. okraji bývalého odkaliště II, kde byly překryty výsypkou. Další infiltrační plocha povrchu výchozů uhelných slojí byla zakryta v s. části pánve deluviálními, zahliněnými štěrky, v j. části propustnými štěrky. V čedičových příkrovech lze očekávat pouze malé množství puklinové podzemní vody, v místech jílovitého podložního souvrství nebo tufitických jílů lze hovořit o izolátorech. Křídové jílovce a slínovce nemají vlastní horizont průlinové podzemní vody. Souvrství je prakticky nepropustné, pouze v povrchových rozvolněných partiích je malé množství puklinové podzemní vody, které je navíc ovlivněno jílovitým charakterem výplně [5].

Uvnitř úložného prostoru (odkaliště II) lze očekávat hladinu podzemní vody (HPV) na kótě cca 253 m n. m., průběh je ovlivněn zejména volnou hladinou u přepadových věží (obr. 1). Těžbou, výstavbou elektrárny a následným provozováním odkališť došlo k zásadním změnám původních přirozených hydrogeologických poměrů.



Obrázek 2.: Karotážní měření ve vrtech (včetně vyhodnocení).

3. Terénní zkoušky, hydrogeologický a geotechnický monitoring

Monitoringu zájmové stavby předcházely doplňující zkoušky in situ pro získání příslušných hydrodynamických parametrů geologického prostředí. Ve vybraných pozorovacích sondách byly provedeny karotážní měření (obr. 2) a hydrodynamické zkoušky (HDZ – čerpací a stoupací zkoušky). Z výsledků měření byly získány potřebné hydraulické údaje a směry proudění podzemních vod v místech sond.

Kontrolní sledování trvající po dobu jednoho roku spočívalo v monitorování vývoje úrovně HPV (včetně korelace s hydrometeorologickými daty ČHMÚ) a sezónních změn v chemickém složení vod v pozorovacích sondách a v pravidelné terénní rekognoskaci. Dále byla získávána geotechnická (GT) data z měření pórových tlaků instalovaných ve vrtech v odkališti I a II.

Rozsah pozorovacích prvků byl zvolen tak, aby postihl celé širší hydrogeologické území stavby s jeho možným ovlivněním. Vytipování sond bylo též závislé na předpokládaném směru proudění vod (přítoky a odtoky) s ohledem na geologické poměry (geneze a charakter zvodní) pro účely sestavení HG modelu. Celkem bylo sledováno 10 hydrovrtů, 2 místa průsakových vod a 2 místa zahrnující přirozené, odkalištěm neovlivněné pozadí.

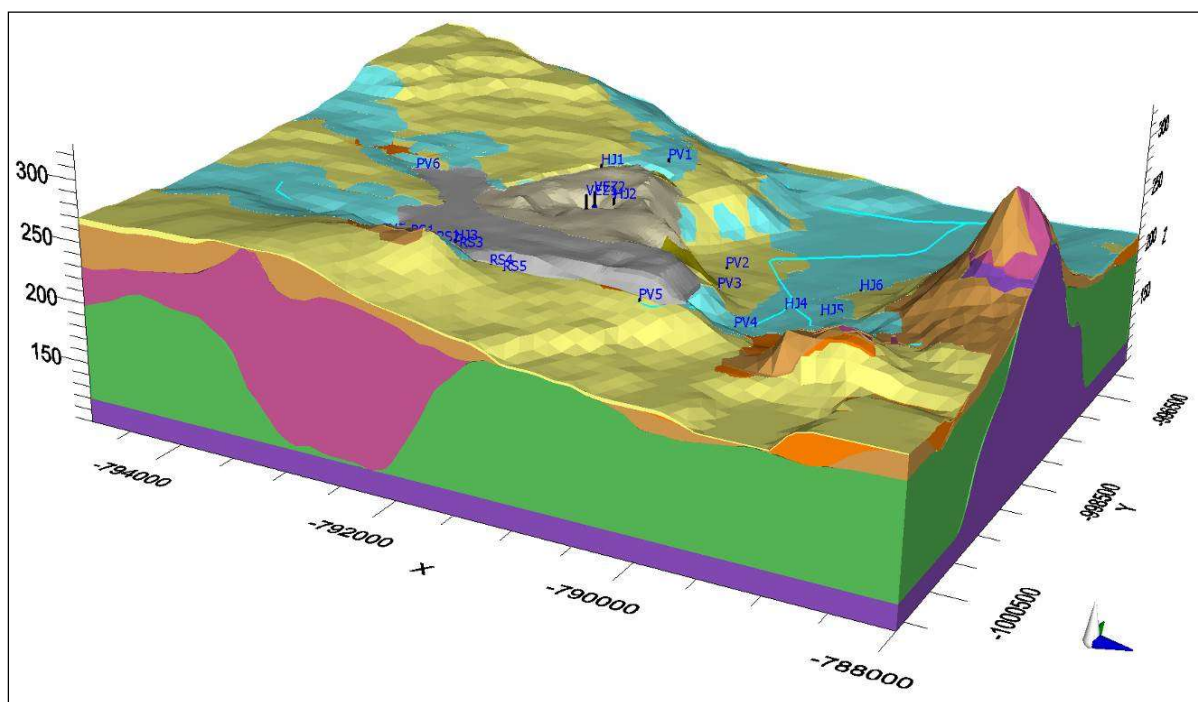
HG a GT měření bylo prováděno s měsíční periodou, aby co nejlépe postihlo oscilace a sezónní změny úrovně HPV. Četnost provádění chemických analýz byla 1x čtvrtletně

Z realizovaného ročního monitoringu lze konstatovat, že u většiny pozorovacích sond nedošlo v průběhu měření k výrazným zaklesáváním či vzduťím hladin. Zjištěné hodnoty vybraných ukazatelů geochemie vod byly při zohlednění sezónních změn prakticky u všech pozorovacích prvků víceméně konstantní. Z porovnání zjištěných úrovně HPV a chemismů s pravidelným monitoringem zájmové stavby prováděným v minulosti vyplynula korelovatelná shoda.

Zaznamenané hodnoty měřidel pórových tlaků (MPT) zdokumentovaly ustálené napětí obou pozorovacích objektů bez výrazných anomálií. Nedochovalo k nárůstu pórových tlaků, které by znamenaly zvýšené množství vod protékajících tělesem zájmové stavby v úrovni instalovaných MPT. Terénní rekognoskace byly zaměřeny primárně na dokumentaci povrchu odkaliště, zemních těles, zakládaných VEP a dotčeného okolí úložného prostoru. Během pravidelné terénní pochůzky nebyla zjištěna žádná významnější místa lokálního zvodnění, povrchového porušení ronovou erozí, či lokální povrchové deformační projevy [5].

Veškeré zjištění a závěry z ročního monitoringu předmětné stavby posloužily jako podklad pro sestavení HG modelu – dosažené výsledky z terénních zkoušek

(karotážní měření a HDZ) a dlouhodobého monitoringu byly implementovány do numerického modelování.



Obrázek 3.: Geologický prostorový model.

4. HG model proudění podzemních vod a transportu kontaminantů

Nejprve byl sestaven konceptuální geologický 3D model zkoumaného území (obr. 3), poté bylo možné přistoupit k vytvoření numerického modelu zavedením výpočetní sítě, okrajových a počátečních podmínek. Pro výpočet proudění podzemní vody a transportu kontaminantů v saturovaném zemním prostředí byl využit program Visual ModFlow Flex v. 2015.

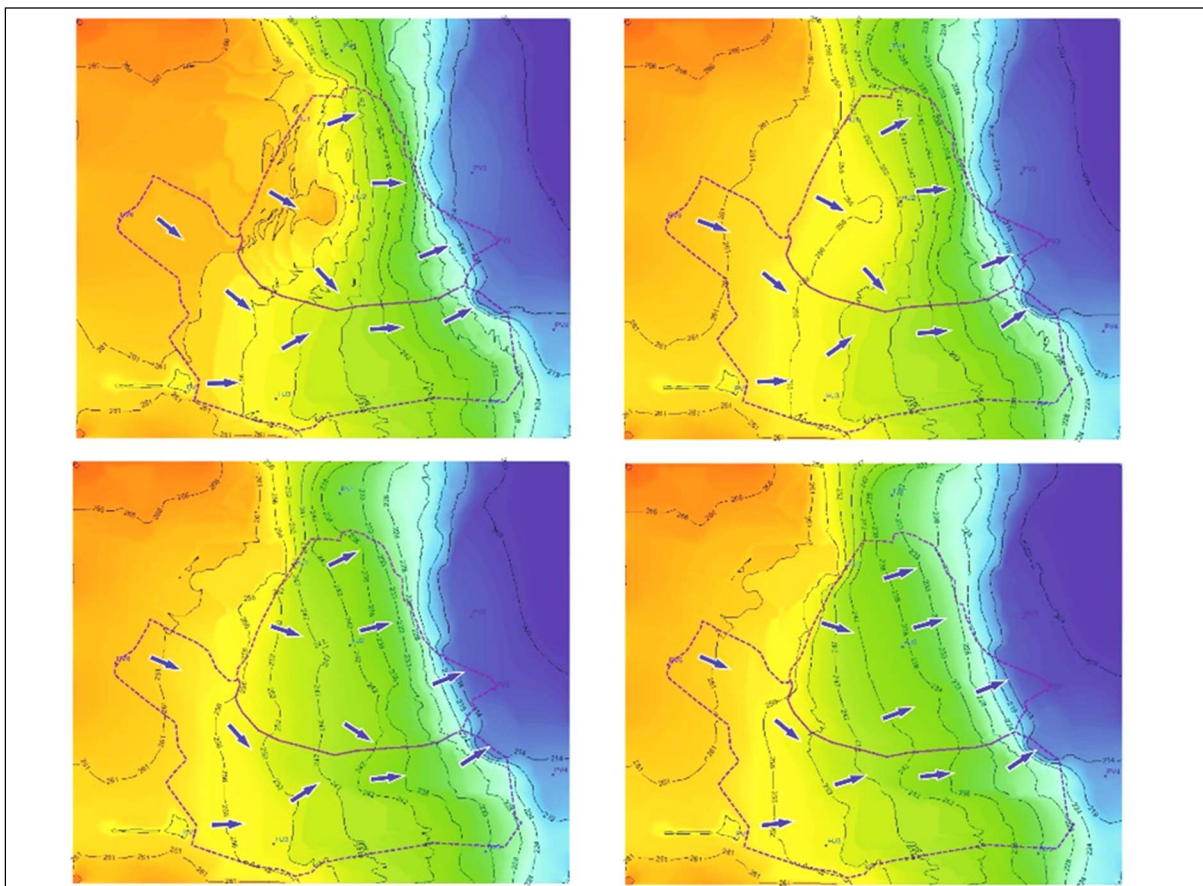
Hydrogeologický model zahrnoval atypicky velké území, cca 7 x 5,5 km s téměř 200 m výškového rozdílu. Nejprve bylo nezbytně nutné vygenerovat hydrogeologický model širší oblasti s ustáleným prouděním podzemní vody, vně obou odkališť.

Pro následné řešení detailních studií byly proto výsledky modelu ustáleného proudění podzemní vody využity jako vstupní okrajová podmínka.

Z matematického modelování ustáleného proudění podzemní vody vyplynulo, že se dominantní přítoky podzemních vod do bývalého odkaliště II odehrávají ze štěrkopískové zvodně (sz. strana). Gravitační odtok z bývalého odkaliště II je vzhledem k hydrogeologické skladbě v části omezen na kótu cca 246 m n. m., směr odtoku podzemní vody z lokality probíhá generelně k V. Výsledný průběh HPV

v odkališti I je nepravidelný, mírně ukloněný směrem od Z k V. Přelivná hrana mezi oběma bývalými odkališti se nachází v nejnižším místě linie vzájemného kontaktu, a to na kótě cca 242 m n. m. Od této výškové úrovně je umožněna hydraulická komunikace obou bývalých odkališť.

Časově proměnné varianty (verze s neustáleným prouděním podzemní vody) byly provedeny v kroku jednoho až dvou let, respektive s pětiletým odstupem pro variantu nalezení ustáleného stavu po ukončení rekultivace (ukládání) do odkaliště II. Tyto časově proměnné simulace ukázaly, že dochází, a bude docházet, k oživení stagnujícího hydraulického režimu v bývalém odkališti I (obr. 4).



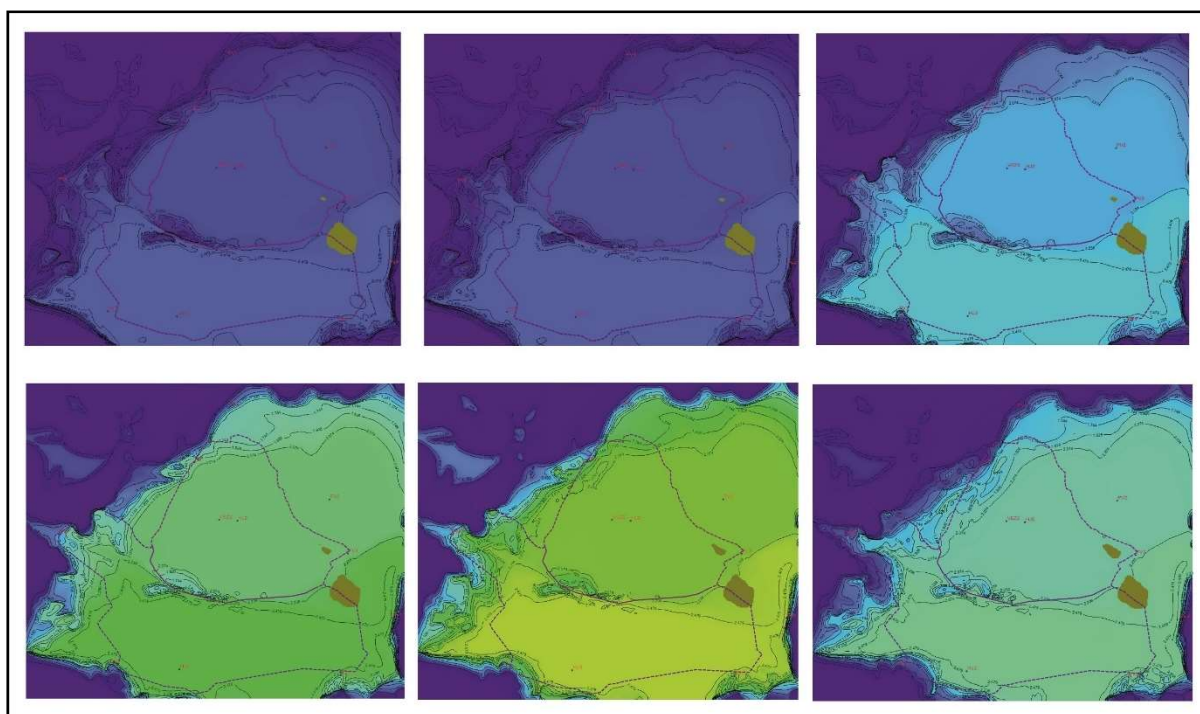
Obrázek 4.: Predikce vývoje proudění podzemních vod v čase

Hlavní otázkou spojenou s potenciálním negativním dopadem na hydrorežim a stabilitu zájmové stavby (riziko vzduť hladiny vody ve středu odkaliště II) je zachování trvalého drenážního účinku přepadových věží. Byly proto modelovány časově proměnné průběhy proudění podzemní vody ve variantě funkčních a nefunkčních přepadových věží. Simulace ukázaly, že pokud by v budoucnu došlo k omezení či zrušení trvalého drenážního účinku přepadových věží (drenážního

systému) odkaliště II, dojde k dočasnému nárůstu úrovně hladin podzemních vod v obou odkalištích [6]..

Zachování funkčnosti přepadových věží i po zkapacitnění a sanaci je žádoucí alespoň do doby ustálení podzemních vod. Jak z modelování vyplynulo, jedná se o časový horizont cca 15 let po ukončení ukládání VEP.

Další realizované simulace rozdílných dílčích modelových variant hydrorežimu ukázaly, že se hydraulický spád bude s pokračujícím ukládáním VEP do bývalého odkaliště II mezi místem dotace a místem odvodňování zvětšovat, čímž se zvýší rychlost proudění při dně bývalého odkaliště I. Zvýšení rychlosti proudění podzemní vody však nebude dramatické, navíc po ukončení ukládání VEP bude opět docházet k omezení komunikace mezi oběma odkališti, až k jejich úplnému oddělení (ustálený stav). Krátký časový horizont a zároveň nízký gradient jsou hlavní příčinou, proč s největší pravděpodobností nedojde k vymývání potencionálních kontaminantů ze dna odkaliště I, což deklaruje model transportu kontaminantů (obr. 5) [6].



Obrázek 5.: Model transportu kontaminantů.

Pro stabilitu tělesa ukládaných VEP je klíčový průběh HPV, přičemž snížení hladiny podzemní vody je na straně bezpečné (zlepšení stability). Z HG studií je možné odvodit vliv přetížení navýšením mocnosti ukládaných VEP na nárůst HPV. Byly modelovány různé etapy ukládání až po vybudování konečného tělesa v době

uzavření a rekultivace. Ze spočtené úrovně HPV lze usuzovat, že nedojde k významnému zhoršení deformačně stabilitních poměrů v zájmové oblasti oproti dnešnímu stavu.

Provedené parametrické studie ukázaly, že vliv vstupních parametrů jednotlivých zemin není pro sledování změn sledované oblasti nejdůležitější, i když není možné jej zcela zanedbat. Zcela zásadní se jeví otázka úrovně počáteční hladiny podzemní vody a směr jejího proudění [1].

5. Závěr

V rámci prevence rizik při provádění revitalizace odkaliště pomocí ukládání VEP jsou často řešeny zásadní fenomény s vazbou okolní životní prostředí (transport kontaminantů) a na geotechnické problémy (stabilitní rizika vlivem nárůstu hladiny podzemní vody a vlivem přetížení ukládanými VEP).

V těchto případech má uplatnění hydrogeologické modelování – byly realizovány numerické výpočty proudění podzemní vody v saturovaném zemním prostředí zabývající se simulací změn v odtokových poměrech vyvolanými ukládanými VEP na bývalém odkališti, včetně vlivu změn hydrorežimu na stabilitu současně provozovaného odkaliště. Pro hydrogeologické modelování jsou nezbytně nutnou podmínkou relevantní vstupní data, a proto byly v předstihu provedeny terénní zkoušky (karotážní měření a hydrodynamické zkoušky), s následným ročním monitoringem vytipovaných pozorovacích prvků. Takto získané údaje posloužily nejen jako nezbytně potřebné okrajové a počáteční podmínky numerického výpočtu, ale současně bylo možné model verifikovat.

Výsledné průběhy hladiny podzemní vody ukazují na dominantní přítoky ze štěrkopískové zvodně (SZ), směr odtoku z lokality probíhá generelně k V. Mezi oběma odkališti existuje od kóty cca 242 m n. m. přelivná hrana, od které je umožněna hydraulická komunikace. Časově proměnné varianty modelu svědčí o oživení stagnujícího režimu v bývalém odkališti I. Změna rychlosti proudění podzemní vody ovšem s časem nebude tak velká, aby došlo k významnému vyplavování potenciálního znečištění z jeho dna, což bylo ověřeno modelováním transportu kontaminantů.

Další otázkou spojenou s potenciálním negativním dopadem na hydrorežim a stabilitu zájmové oblasti (riziko vzduť hladiny vody) je zachování trvalého drenážního účinku přepadových věží. Z realizovaných modelových výpočtů v čase vyplynulo, že zachování funkčnosti přepadových věží je žádoucí alespoň do doby

ustálení proudění podzemních vod, tj. přibližně 15 let po ukončení ukládání VEP v zájmovém prostoru.

Kalibrace a zpětná verifikace modelů v rámci řešení ukázaly, že vliv vstupních parametrů jednotlivých zemin není pro sledování změn nejdůležitější, i když není možné jej zcela vyloučit. Zcela zásadní se oproti tomu jeví otázka počáteční úrovně hladiny podzemní vody a směr jejího proudění. Vše výše popsané už bylo v článku použito já bych to vyhodil a neopakoval.

Veškeré výstupy hydrogeologického modelování mohou dále posloužit jako podklad pro případné detailní deformačně stabilitní výpočty. Stabilitní problémy jsou kriticky ovlivněny výškou hladiny podzemní vody – hydrogeologické modelování ukázalo, že v průběhu výstavby, ani po jejím dokončení, by nemělo dojít k významnému zvednutí hladiny podzemní vody v tělese bývalých odkališť. Nicméně rozdíly v úložných poměrech mohou vyvolat diferenciální sedání, a to jak v konečné hodnotě, tak především z hlediska časového průběhu (rozdíly v rychlosti konsolidace).

Závěrem lze konstatovat, že k úkolu včasného zjištění a eliminování rizik ohrožení okolního životního prostředí a k odhalení geotechnických problémů zájmové stavby odkališť byla realizace hydrogeologických modelových výpočtů účelná.

6. Literatura

[1] Černoch, P.; Košťál, J.: Studie vlivu změn hydrorežimu na stabilitu odkališť. Sborník Geotechnika 2016, Vysoké Tatry, Slovenská republika. Bratislava (Slovensko), Orgware. 2016.

[2] Černoch, P.; Košťál, J.: Implementation of geotechnical risk during realization of the slag dam based on the sediments in former sludge lagoon. Poster a sborník konference XVI ECSMGE Edinburgh 2015 (Skotsko).

[3] Černoch, P.; Košťál, J.: Řešení ukládání vedlejších energetických produktů do prostoru odkaliště. Sborník XIV. Hydrogeologický kongres a II. Inženýrskogeologický kongres, Liberec 2014. Liberec, Technická univerzita v Liberci. 2014.

[4] Černoch, P.; Košťál, J.: Stanovení zatěsnění úložného prostoru vedlejších energetických produktů na základě experimentu in situ. Časopis Geotechnika č. 02/2016. Praha, Česko-Slovenská společnost pro mechaniku zemin a geotechnické inženýrství. 2016.

[5] Černoch, P.; Košťál, J.: Hydrogeologické posouzení a hydrogeologický model území; Závěrečná zpráva. MS. Praha, INSET s.r.o., č. zak. 13030368000, č. dok. 4. 2015.

[6] Černoch, P.; Košťál, J.: Model transportu kontaminantů, II. Etapa – Modelování vývoje kvality podzemní vody; Závěrečná zpráva. MS. Praha, INSET s.r.o., č. zak. 16110077000, č. dok. 1. 2016.

3.8. Stanovení zatěsnění úložného prostoru vedlejších energetických produktů na základě experimentu insitu

In situ experiment for sealing system of the deposit of the float energy by-product on the spoil heap

Resumé

Experiment in situ realizovaný na zkušební kazetě v prostředí výsypek posloužil pro vyřešení otázky rizika možného ohrožení blízké povrchové těžby hnědého uhlí tvorbou průsakových vod spjatou s ukládáním vedlejších energetických produktů (VEP) mokrou cestou (plavením).

Zkušební kazeta byla pomocí hrázek rozdělena do dílčích zkušebních polí, zatěsněna v různých variantách. Experimentu in situ předcházely průzkumné práce a vybudování monitorovacího systému. Na základě geotechnického a hydrogeologického monitoringu zkušební kazety bylo stanoveno nejvýhodnější řešení ukládání VEP do výsypkového tělesa. Jako hlavní kritérium pro hodnocení byly použity dokumentované hodnoty objemů průsakové vody z plaveného stabilizátu pro jednotlivé zkušební pole.

Abstrakt

The question of the determination of the minimum amount of residual water from the float energy by-product was discussed within solution of the deposit secondary energy by-product. Consequently, the experimental area was realized on the spoil heap. The implemented monitoring system included especially the measurement of residual water. Each test area had different sealing system and also the float energy by-product was different (quantity and time). The minimal amount of residual water has been demonstrated from the float energy by-products. The contribution carries out and documents the results of monitoring system gathered from a comprehensive field test. We found the best solution how to save the float energy by-product on the spoil heap.

1. Úvod

V rámci řešení budoucího ukládání vedlejších energetických produktů (VEP) z nového zdroje nedaleké uhelné elektrárny do vnitřní výsypky povrchového hnědouhelného dolu byla konstatována nutnost prokázání minimálního množství zbytkových (průsakových) vod z plaveného stabilizátu /1/. Proto byla v předpolí bývalého odkaliště vybudována zkušební kazeta jako podklad ke stanovení způsobu zatěsnění projektovaného úložného prostoru (ÚP) pro ukládání VEP do vnitřní výsypky (obr. 1). Zkušební kazeta byla pomocí hrázek rozdělena do devíti zkušebních polí, přičemž jejich dna byla zatěsněna v různých variantách. Zároveň byla zkušební kazeta osazena pozorovacími prvky monitoringu. Ukládání VEP do zkušební kazety bylo řešeno systémem GEHO, tj. čerpáním zahuštěné směsi vysokotlakými membránovými čerpadly, stabilizát byl řízeně plaven do jednotlivých zkušebních polí. Monitoring zkušební kazety v sobě zahrnoval celkem tři základní etapy: průzkumné práce před zahájením ukládání VEP do zkušební kazety, vybudování monitorovacího systému a samotný monitoring zkušební kazety (geotechnický, hydrogeologický a hydrochemický).



Obr. 1 – Širší vztahy zájmové stavby zkušební kazety.

Před zahájením budování jednotlivých zkušebních polí byly provedeny průzkumné práce s cílem ověření geologických, hydrogeologických a geotechnických poměrů v prostoru zkušební kazety. Z dosažených výsledků inženýrsko-geologického průzkumu můžeme konstatovat, že dno zkušební kazety bylo tvořeno zeminami

výsypky převážně charakteru jílu a mocnost výsypky v místě základové spáry zkušebních polí přesahovala hloubku prováděných prací (cca 10 m). Dále bylo zřejmé, že zeminy výsypky v místě základové spáry zkušebních polí byly stlačitelné a málo únosné a hladina podzemní vody byla zastižena izolovaně jen v některých sondách. Celkově bylo prostředí zájmové lokality charakterizováno jako nepropustné, místy se však nacházely nesouvislé, propustnější polohy (jílovité zeminy s vyšším obsahem frakce písčitých zemin) /5/.

2. Monitorovací systém

Část monitorovacího systému byla umístěna po obvodě zkušební kazety a další monitorovací prvky byly součástí jednotlivých zkušebních polí. Poloha monitorovacích objektů a zařízení je zřejmá z obr. 2, ze kterého jsou zřejmá i zkušební pole (č. 1 – 9).

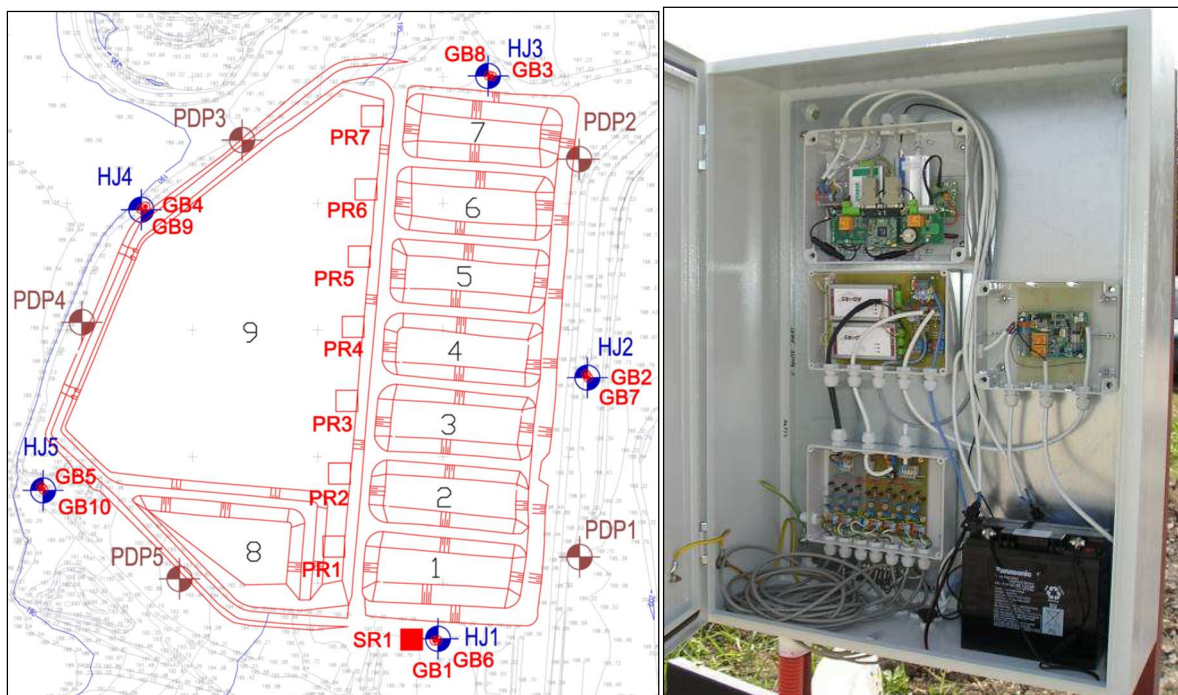
Monitorovací systém byl tvořen následujícími prvky:

- pět vystrojených jádrových vrtů (HJ1 – HJ5), sondy sloužily pro monitoring úrovně mělké hladiny podzemní vody a pro odběr vzorků podzemní vody;
- pět vystrojených pozorovacích piezometrů (PDP1 – PDP5), které doplňovaly sledování úrovně mělké hladiny podzemní vody v nejbližším okolí zájmové stavby;
- deset geodetických bodů (GB1 – GB10) pro určení možných posunů terénu v bezprostředním okolí zájmové stavby;
- elektronický srážkoměr (SR1), který měřil množství spadlých atmosférických srážek na sledované lokalitě;
- sedm průtokoměrů (PR1 – PR7), každý průtokoměr (obr. 4) se skládal zejména z následujících prvků: plastová jímka průsakových vod, tlaková sonda a měrný přeliv; tlakoměrná sonda umožňovala měřit pokles nebo nárůst volné hladiny v jímce, sonda byla pomocí měřicího kabelu spojena s měřicím stanovištěm (obr. 3), kde byl umístěn kontinuální záznamník dat; bezpečnostní přepad plastové jímky byl tvořen měrným přelivem, který umožňoval matematicky stanovit odečtené množství průsakové vody.

Výše uvedená měření pozorovacích objektů a instalovaných přístrojů měření byla doplněna o:

- sledování jakosti podzemní vody v prostoru stavby na základě laboratorních chemických analýz odebraných vzorků mělkých podzemních vod;
- geofyzikální měření;

- stanovení objemové hmotnosti a vlhkosti při plavení, respektive při tvrdnutí stabilizátu ve zkušebním poli č. 8;
- vyhodnocení klimatických poměrů zájmového území a jejich souvislostí s údaji zjištěnými kontrolním sledováním;
- kontinuální geotechnický dozor při plavení stabilizátu do jednotlivých zkušebních polí;
- pravidelnou rekognoskací sledované stavby.



Obr. 2 a 3 – Prvky monitoringu zkušební kazety a detail měřicího stanoviště.

3. Zkušební kazeta

Jednotlivá zkušební pole byla odděleně sledována, přičemž prioritou monitoringu bylo stanovení množství odtoku průsakových vod z plaveného stabilizátu.

Sedm zkušebních polí (pole č. 1 – 7) disponovalo shodnou prvotní základní materiálůvou skladbu. Základová spára zkušebních polí tvořená výsypkovou zeminou byla nejprve zhutněna, následně byla položena separační geotextilie, těsnící fólie, geotextilie, celoplošný drén (kamenivo s frakcí do průměru zrna 63 mm s mocností vrstvy 200 mm) a další krycí geotextilie. Drény těchto zkušebních polí byly zaústěny do jednotlivých průtokoměrů.

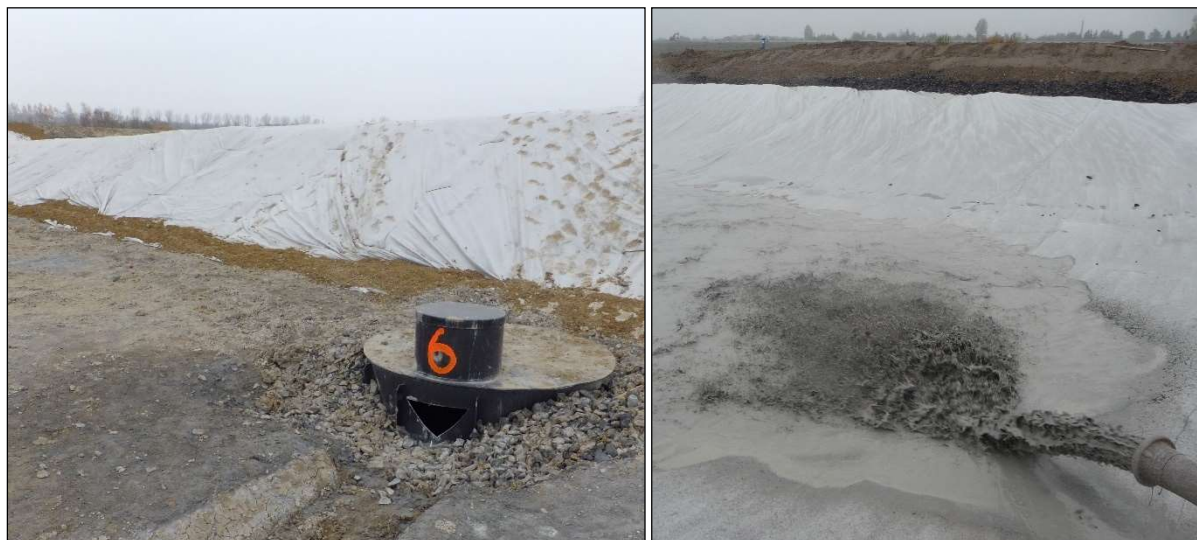
Další technické řešení, respektive materiálová skladba těsnící vrstvy výše uvedených zkušebních polí, bylo odlišné. Zkušební pole č. 1, 2 a 7 nemělo těsnící vrstvu.

U zkušebního pole č. 3 byla těsnící vrstva vytvořena hutněným polosuchým stabilizátem o mocnosti 200 mm. Stejně tomu tak bylo u zkušebních polí č. 5 a 6, zde byl ovšem stabilizát navíc překryt geotextilií. Zkušební pole č. 4 mělo realizovaný těsnící systém pomocí nepropustné fólie, která byla proti mechanickému poškození chráněna geotextilií. Zkušební pole č. 8 nemělo vytvořený drenážní ani těsnící systém. Stabilizát tak byl plaven přímo na výsypkovou zeminu. Zkušební pole č. 9 bylo záložní a v rámci experimentu nebylo využito, posloužilo pouze k centralizovanému odvodu průsakových vod, vytékajících s průtokoměry.

Plavení stabilizátu do jednotlivých zkušebních polí (obr. 5) bylo rozdílné a bylo následující:

- zkušební pole č. 1 bylo naplaveno najednou (pole bylo naplaveno na celou svoji mocnost);
- zkušební pole č. 2 bylo naplaveno nejdříve z jedné poloviny a po sedmi dnech zrání stabilizátu byla doplavena druhá polovina objemu zkušebního pole;
- zkušební pole č. 3 bylo naplaveno najednou (pole bylo naplaveno na celou svoji mocnost);
- zkušební pole č. 4 bylo naplaveno nejdříve z jedné poloviny a po devíti dnech zrání stabilizátu byla doplavena druhá polovina objemu zkušebního pole;
- do zkušebního pole č. 5 byl nejdříve naplaven stabilizát o průměrné mocnosti 100 mm, po sedmi dnech zrání stabilizátu byla naplavena první půlka kapacity zkušebního pole a zbylá část byla doplavena po dalších sedmi dnech zrání stabilizátu;
- do zkušebního pole č. 6 byl nejdříve naplaven stabilizát o průměrné mocnosti 100 mm, po osmi dnech zrání stabilizátu byla doplavena zbylá kapacita pole;
- do zkušebního pole č. 7 byl nejdříve naplaven stabilizát o průměrné mocnosti 100 mm, po sedmi dnech zrání stabilizátu byla naplavena první půlka kapacity zkušebního pole a zbylá část byla doplavena po dalších sedmi dnech zrání stabilizátu;
- do zkušebního pole č. 8 byl nejdříve naplaven stabilizát o průměrné mocnosti 100 mm, po pěti dnech zrání stabilizátu byla naplavena první půlka kapacity zkušebního pole a zbylá část byla doplavena po dalších osmi dnech zrání stabilizátu.

Z dokumentovaných hodnot objemové hmotnosti stabilizátu v době plavení můžeme konstatovat, že průměrná hodnota objemové hmotnosti stabilizátu činila 1 499 kg/m³. Stanovená průměrná hodnota vlhkosti plaveného stabilizátu byla 41 %.



Obr. 4 a 5 – Průtokoměr (soustava k měření průsakových vod) a plavení systémem GEHO.

4. Výsledky provedených měření – geotechnická měření

Geotechnické sledování bylo zaměřeno na sledování množství objemu zbytkové vody z plavení stabilizátu do jednotlivých zkušebních polí pomocí průtokoměrů. Zároveň byly sledovány možné deformace povrchových partií stavby pomocí geodetických stabilizovaných bodů. Hodnoty z průtokoměrů byly kontinuálně odečítány a bezdrátovým přenosem odesílány do datové schránky pomocí měřicího stanoviště (obr. 3). Během plavení stabilizátu byla v případě potřeby odčerpávána průsaková voda z jednotlivých jímek, aby byl minimalizován přetok průsakové vody přes měrný přeliv. Výpočet přetoku přes měrný přeliv je zatížen standardní matematickou chybou, kterou lze čerpáním průsakové vody minimalizovat, neboť odčerpaný objem je matematicky jasněji definován (objem válce). Výše zmíněné bylo zohledněno při určení množství průsakových vod, výsledky byly shrnuty do přehledné tabulky (tab. 1).

Dokumentovaný celkový objem průsakové vody byl u zkušebních polí č. 1 a 7 uměle navýšen díky vnějším okolnostem. U zkušebního pole č. 1 došlo během plavení pravděpodobně k vytvoření netěsnosti u napojení drenážního potrubí a těsnicí fólie. Následně byl pozorován výtok vody podél jímky, která se díky vlivu vody nadzvedla a zdeformovala, což mělo za následek zkreslení měření tlakové výšky vody

v průsakové jímce. Zároveň tím narostly dosud měřené objemy průsakové vody, určené výpočtem z měřeného přelivu. Současně došlo v bezprostřední blízkosti průtokoměru PR1 k výtoku proplachové vody při napojení pevného potrubí na mobilní potrubí svádějící proplachovou vodu do zkušebního pole č. 9. Tato voda s vysokou pravděpodobností natekla také během technologické přestávky do měřicí jímky zkušebního pole č. 1.

Tab. 1 – Výsledné hodnoty průsakových vod z plaveného stabilizátu.

Pole	Těsnění	Den	Objem stabilizátu	Objem vody	Den	Objem stabilizátu	Objem vody	Den	Objem stabilizátu	Objem vody	SUMA
			[m ³]	[m ³]		[m ³]	[m ³]		[m ³]	[m ³]	[m ³]
1	bez těsnění	13.10.	1 500	751							751
2	bez těsnění	12.10.	750	267	19.10.	750	179				446
3	hutněný stabilizát touštky 200 mm	11.10.	1 500	237							237
4	fólie a geotextílie	10.10.	750	0	19.10.	750	0				0
5	hutněný stabilizát tl. 200 mm + geotextílie	10.10.	200	1	17.10.	650	5	24.10.	650	2	8
6	hutněný stabilizát tl. 200 mm + geotextílie	10.10.	200	0	18.10.	1 300	18				18
7	bez těsnění	10.10.	200	179	17.10.	650	144	24.10.	650	4	327

U zkušebního pole č. 7 došlo před zahájením plavení stabilizátu k puštění proplachové vody do tohoto zkušebního pole (voda, která zůstala v potrubí po skončení). Odhadem se jednalo o cca 80 m³ vody. Zároveň je vysoce pravděpodobné, že k menšímu navýšení celkového dokumentovaného objemu průsakové vody došlo vlivem přitečení vody při poruše tlakového potrubí nad zkušebním polem č. 7. Tato porucha nesouvisela s plavením do zkušebních kazet a byla zapříčiněna netěsností napojení potrubí pro zkušební kazetu a potrubí pro plavení do sousedního tělesa stabilizátu.

Zároveň je nutné upozornit, že výsledné objemy průsakové vody z ukládaného stabilizátu jsou zatíženy vstupními chybami měření. Jedná se zejména o vliv hustoty kapaliny, která vyvoluje tlak na sondu a dále o standardní chyby při matematickém určení objemu průsakové vody (zejména přepočítání tlaku kapaliny na atmosférický tlak a určení průtoku nad měrným přelivem). Výše uvedené bylo statisticky vyhodnoceno a z dosažených výsledků můžeme konstatovat, že maximální chyba byla do 10 % z celkového objemu průsakové vody. Z podstaty také plyne, že výše uvedená maximální chyba stanovení odpovídá největším měřeným objemům – čím menší byl dokumentovaný objem průsakové vody, tím menší byla absolutní hodnota chyby při jeho stanovení.

Z dosažených výsledků je zřejmé, že použitý těsnící prvek má dominantní vliv na celkovou hodnotu průsakové vody. U zkušebních polí, kde nebyl použit žádný těsnící prvek, byl měřen největší objem průsakové vody ve srovnání se zkušebními poli s těsnícím prvkem. Zároveň má výrazný vliv množství naplaveného stabilizátu v rámci jednoho kontinuálního plavení na celkový objem průsakové vody. Největší hodnota objemu průsakové vody byla dokumentována u zkušebního pole č. 1, které bylo bez těsnění a stabilizát zde byl naplaven na celou mocnost zkušebního pole. Je nutné upozornit, že konečná hodnota objemu průsakové vody, je nejspíš navýšena o dále nespecifikované množství vody (viz výše). Pokud byl plaven stabilizát postupně v několika etapách, došlo následně k výraznému snížení celkového objemu průsakové vody. V rámci cílené technologické přestávky mezi jednotlivými plaveními došlo k hydrataci záměsové vody, stabilizát postupně ztvrdl a vytvořil tak velmi málo propustnou vrstvu pro další plavený stabilizát. V případě plavení stabilizátu na těsnící prvek, který byl tvořen hutněným polosuchým stabilizátem, bylo měřeno výrazně menší množství průsakové vody než u zkušebních polí bez těsnícího prvku. Dokonce i v případě, že byl stabilizát plaven na celou mocnost zkušebního pole (pole č. 3). To je dáno tím, že těsnící prvek tvořený hutněným stabilizátem pojal zbytkovou vodu z plavení stabilizátu. Hydratace probíhala jak u plaveného stabilizátu, tak i u polosuchého stabilizátu /8/. Pokud byl nejdříve plaven stabilizát v průměrné mocnosti cca 100 mm a po jeho ztvrdnutí bylo zkušební pole doplaveno, a to jak postupně (pole č. 5), tak i najednou (pole č. 6), byly dokumentovány zanedbatelné hodnoty objemu průsakové vody.



Obr. 6 a 7 – Geofyzikální měření ve zkušebním poli č. 8 a detail vrtného jádra.

Za zajímavost také stojí fakt, že u zkušebního pole č. 4, které bylo vytvořeno jako zcela nepropustné zkušební pole, došlo k natečení průsakové vody do jímky

v objemu cca 4 m³. S vysokou pravděpodobností se jednalo o průsaky do drenážního systému z jeho okolí než o netěsnost použité fólie, na kterou byl plaven stabilizát. Zároveň v průběhu monitoringu zkušební kazety č. 4 nedošlo k vytvrnutí stabilizátu tak, jako u ostatních zkušebních polí, kdy byl stabilizát již po dvou dnech pochozí.

Při hodnocení dosažených výsledků musíme také vzít v úvahu fakt, že pod těsnicí vrstvou (respektive pod ochranou geotextilií v případě, že nebyl vytvořen těsnicí systém) se nacházel drenážní systém, který byl velmi propustný. Uměle vytvořený drenážní systém měl o několik řádů vyšší hodnotu propustnosti než okolní výsypková zemina.

Pro eliminaci výše uvedeného zkreslení, nebyl u zkušebního pole č. 8 (obr. 6) drenážní systém vybudován. Zároveň nebylo zkušební pole osazeno průtokoměrem. Pro reálné ohodnocení vlivu plavení na výsypkovou zeminu, včetně možného průsaku a dosahu potenciálního proudění zbytkových vod z plaveného stabilizátu, byly použity geofyzikální metody (obr. 6) a ověřovací terénní práce – ruční jádrové vrtání s odběry vzorků naplaveného stabilizátu (obr. 7) s následnými laboratorními zkouškami.

5. Výsledky provedených měření – hydrogeologické a hydrochemické měření

Hydrogeologické měření bylo soustředěno na sledování mělkého oběhu podzemních vod v okolním výsypkovém tělese a měření množství atmosférických srážek, včetně srovnání s převzatými daty z ČHMÚ. Měření bylo realizováno v dostatečném předstihu před začátkem plavení stabilizátu do zkušební kazety. U všech sledovaných sond nebyl v měřeném období dokumentován výrazný pokles ani nárůst úrovně mělké hladiny podzemní vody ve výsypkovém tělese. Vlivem plavení stabilizátu do zkušební kazety nedošlo k ovlivnění úrovně mělké hladiny podzemní vody. Z vyhodnocení monitoringu atmosférických srážek vyplynulo, že nemohly významně ovlivnit měřené množství průsakových vod z plavení.

Hydrochemickým monitoringem bylo sledováno, zda byly poměry v zájmové stavbě a v jejím bezprostředním okolí proměnné a zda byly ovlivněny plavením stabilizátu. Při prováděném monitoringu byly na vzorcích podzemní vody laboratorně analyzovány následující parametry a obsahy: pH, CHSKCR, RAS, Al, B, V. Před zahájením plavení VEP do zkušební kazety a po jeho ukončení (respektive s měsíčním odstupem) byl proveden korelační základní úplný chemický rozbor vody (ÚCHR). Z protokolů laboratorních rozborů je zřejmé, že nedošlo u sledovaných parametrů k žádné změně chemismu mělké podzemní vody během monitorovaného období. Můžeme tedy konstatovat, že plavení stabilizátu do jednotlivých zkušebních

polí neovlivnilo chemismus okolních vod a nedošlo k žádnému transportu možných kontaminantů ze zkušebních polí do okolní výsypky /2/.

6. Výsledky provedených měření – geofyzikální měření

Před zahájením plavení bylo zkušební pole č. 8 plošně prozkoumáno pomocí nedestruktivních geofyzikálních měření. Zároveň bylo instalováno přímé měřicí zařízení pro sledování změn elektrických vlastností jak samotného stabilizátu, tak i prostředí ve dně zkušebního pole (výsypka). Geofyzikální měření bylo průběžně opakováno po naplavení a vytvrnutí jednotlivých vrstev stabilizátu. Komplex použitých geofyzikálních metod se sestával z měření georadarem (GPR), odporových měření v multielektrodové variantě (MOS), elektromagnetického dipólového profilování (DEMP) a z mělké refrakční seismiky (MRS).

Geofyzikální měření před zahájením plavení detekovalo v západní části zkušebního pole č. 8 nehomogenní zónu zasahující do hloubky cca 3 m pod dno základové spáry. Prostředí vykazovalo relativně nižší odpory a na georadarových řezech se projevíly šikmé plochy diskontinuity. Opakované měření realizované v průběhu postupného zaplavování stabilizátem ukázalo, že v místě detekované anomálie dochází k pronikání vody do podloží (výsypkové jíly) až do hloubky cca 2,5 m pod dno základové spáry zkušebního pole.

Z výsledků geofyzikálních měření v průběhu plavení (obr. 6) vyplynulo, že prostředí plaveného stabilizátu bylo výrazně vodivější než výsypka a postupně se zde zvyšovala permeabilita. Obdobně v případě dna zkušebního pole došlo během plavení k pozvolnému nárůstu vodivosti. Poslední měření (po dvou týdnech od posledního plavení) ovšem vykazovalo v obou případech pokles vodivosti – snížením obsahu vody ve stabilizátu (dané vytvrnutím) a v podložních výsypkových zeminách. Z geofyzikálních měření je tak zřejmé, že ve zkušebním poli č. 8 nedošlo ke zhoršení vlastností podloží díky plavení stabilizátu. Měření zároveň posloužila k predikci a monitoringu potenciálních průsakových cest.

7. Ověření provedených měření pomocí terénních prací – odvrty

Pro ověření dříve dokumentovaných výsledků byly po konečném naplavení stabilizátu a jeho úplném vytvrnutí realizovány ve zkušebním poli č. 8 tři jádrové odvrty ruční soupravou. Na výnosu jádra byl proveden jeho popis, zaměřený zejména na charakter rozhraní stabilizátu a podložní výsypky, a odběr s následnými laboratorními zkouškami (stanovení základních fyzikálně-mechanických parametrů).

Z dosažených výsledků můžeme konstatovat, že těleso stabilizátu bylo vesměs homogenní, nebyly v něm patrné žádné anomálie, ani plochy diskontinuit /7/. Nebyl pozorován žádný průnik plaveného stabilizátu do podloží – rozhraní mezi stabilizátem a výsypkovými jíly bylo ostře oddělené (obr. 7) /3/.

8. Závěr

Z realizovaných prací a dokumentovaných výsledků provedeného komplexního monitoringu zkušební kazety bylo na základě porovnání množství průsakových vod stanoveno nejvýhodnější řešení zatěsnění projektovaného úložného prostoru ve výsypkovém tělese pro ukládání VEP. Jako nevhodnější variantu těsnění úložného prostoru pro ukládání VEP systémem GEHO na výsypkové zeminy bylo doporučeno realizovat těsnící systém pomocí naplavení stabilizátu v mocnosti 100 mm a po jejím vytvrdnutí (3 – 4 dny) pokračovat v dalším plavení v krocích o mocnosti plaveného stabilizátu 1,0 – 1,5 m. Za druhý nejvýhodnější způsob zatěsnění byla vyhodnocena realizace těsnícího systému pomocí zhutněného polosuchého stabilizátu o mocnosti 100 – 200 mm.

Přestože bylo prokázáno minimální množství zbytkových (průsakových) vod z plaveného stabilizátu, bylo upozorněno, že v rámci ukládání VEP do výsypkového tělesa bude nutné řešit odvod srážkových vod z úložného prostoru /4/. Zároveň bylo doporučeno provedení podrobného monitoringu stavby úložného prostoru, který by dokladoval správnost přijatých opatření v mnohem větším měřítku, než byla realizována zkušební kazeta. Vyhodnocení monitoringu úložného prostoru by mělo zahrnovat stanovení a následné hodnocení varovných stavů, včetně návrhu možných řešení při jejich překročení /6/.

Při konečném zhodnocení dosažených výsledků a následném doporučení nejvhodnější varianty řešení plavení stabilizátu byl měl být brán v potaz ekonomický ukazatel a stavebně technická náročnost provedení konečného úložného prostoru, včetně způsobu plavení VEP, které nebyly daným úkolem řešeny.

9. Literatura

/1/ Košťál, J.: Ukládání VEP z NZ do vnitřní výsypky; Odborná pomoc – oponentní posouzení – MS, č.zak. 10030508000. Praha, INSET s.r.o., 2011.

/2/ Černoch, P., Košťál, J.: Monitoring zkušební kazety; Závěrečné vyhodnocení – MS, č.zak. 11030171000. Praha, INSET s.r.o., 2011.

/3/ Černoch, P., Košťál, J.: Ověření geologické stavby struskové kazety č. 3 a pole č. 4 ve zkušební kazetě – MS, zak.č. 12030380000. Praha, INSET s.r.o., 2012.

/4/ Černoch, P., Košťál, J.: Monitoring úložiště litého granulátu – I. etapa; Doplnující průzkumné práce – MS, č.zak. 12030023000. Praha, INSET s.r.o., 2012.

/5/ Černoch, P., Košťál, J.: Ukládání VEP do prostoru vnitřní výsyvky – IV. Úložný prostor; Doplnkový geotechnický průzkum – MS. č.zak. 13030008015. Praha, INSET s.r.o., 2014.

/6/ Černoch, P.: VII. Etapa: Geotechnický, hydrogeologický a hydrochemický monitoring úložiště litého granulátu – MS. č.zak. 12030023008. Praha, INSET s.r.o., 2015.

/7/ Černoch, P.: Technická podpora při plavení do I. ÚP; Celkové zhodnocení – MS, č.zak. 12030023009. Praha, INSET s.r.o., 2016.

/8/ Černoch, P.: Vyhodnocení laboratorních zkoušek LG; I. ÚP – MS, č.zak. 14110664000. Praha, INSET s.r.o., 2016.

3.9. Studie vlivu změn hydrorežimu na stabilitu odkališť

Study on the impact of the changes of the ground water level to the sludge lagoon stability

The revitalization of former sludge lagoons is common made by depositing float energy by-products. There can emerge two main geotechnical issues in the process of revitalization: increase of ground water level and overloading. The effect of overloading can cause deformations of the deposited material, buoyancy in the bottom of the sludge lagoon and in the end losing bearing capacity. Then the ground water is able to change origin water table, total runoff with its paths. This threatens the environment when leakage of contaminants occurs. The results of simulations made give information about ground water behaviour during overloading. There is some issue with alteration of permeability during deformation of the deposited float energy by-products. The model also showed that the influence of initial heads of the ground water its flow path is rather important than the input parameters. The analysis of deformation and stability of deposited materials demonstrated that the stability question is more likely connected to the type and character of the float energy by-product. It has also big effect on the spreading of the pollution.

1. Úvod

Jedna z nejzásadnějších a nejaktuálnějších otázek při ukládání vedlejších energetických produktů (VEP) z uhelných elektráren nadále zůstává nezodpovězená. Jedná se o problém volných prostorů v jejich okolí. Dochází zde totiž ke střetu s blízkou těžbou uhlí, respektive k napjaté bilanci při ukládání výsypkových zemin. Snahou je proto využívat pro ukládání VEP i takové prostředí, jakými jsou bývalé odkaliště. Tento prostor sebou ovšem nese významná geotechnická rizika, která přetrvávají i po jejich celkovém uzavření.

V rámci provádění sanací a revitalizací bývalých odkališť pomocí ukládání VEP je nutné upozornit na dva zásadní geotechnické problémy: nárůst hladiny podzemní vody a vliv přetížení (zejména stabilitní problém). Vlivem přetížení se může vrstva uložených materiálů prohýbat a v důsledku toho v ní mohou vznikat otevřené tahové trhliny. Proto je dobré věnovat velkou pozornost analýze změn, které mohou nastat po překrytí bývalých odkališť sanační vrstvou. Hrozí zejména nebezpečí ovlivnění lokální stability některých částí stavby, ale i celkové stability v širším okolí, zejména

při zvýšení vztlaku na bázi stavby. Zároveň může dojít k obnově, respektive změně odtokových poměrů podzemní vody a následně k transportu potenciálních kontaminantů z bývalých odkališť do okolního životního prostředí.

Z výše uvedených důvodů byly realizovány modelové výpočty zabývající se simulací změn v odtokových poměrech vyvolanými ukládáním VEP na bývalém odkališti. Numerické výpočty odhalily možnosti matematického modelování a možná úskalí v tak složitém tělese, jako je odkaliště, včetně šíření potenciálního znečištění v zemním saturovaném prostředí. Dále byly ověřeny možnosti řešení pro typické úlohy sledování vlivu změn hydrorežimu na stabilitu odkaliště.

2. Popis zájmové stavby, historie a současného stavu

Předmětnou stavbou byla severní část bývalého odkaliště (obr. 1), které se skládá ze dvou částí, přičemž jižní část (odkaliště I) je v současné době již zrekultivována a severní část (odkaliště II) je využívána jako úložný prostor pro řízené ukládání VEP z blízké elektrárny. V rámci projektové přípravy pro konečný tvar tělesa a následnou rekultivaci, včetně zvýšení kapacity současného úložného prostoru, vyvstal požadavek na posouzení vlivu změny hydrorežimu na deformačně stabilitní poměry zájmové stavby za předpokladu ukládání VEP až do roku 2025.

Odkaliště I je situováno v terénní depresi – přehrazeném údolí bývalého říčního toku, který byl v minulosti přeložen a částečně zatrubněn. Výstavba odkaliště byla zahájena již v roce 1967 budováním základní hráze s korunou na kótě 239 m n. m. Konstrukčně šlo o téměř 16 m vysokou homogenní hráz, pravidelně zvyšovanou po 3m vysokých krocích. Dosaženo tak bylo definitivní výšky 263 m n. m. Hydraulický provoz (plavení popela) na odkališti I byl ukončen v roce 1990 na základě výpočtů stability hrázového systému pro další zvyšovací hráz, který konstatoval nemožnost dalšího zvyšování odkaliště bez nutné sanace základní hráze.

Odkaliště II se nachází v prostoru bývalého povrchového lomu, těžba hnědého uhlí zde byla ukončena v roce 1983. Zbytková jáma lomu měla nejhlubší místo přibližně 25 m pod povrchem původního terénu, na kótě 222 m n. m. Jednalo se o svažité terén ukloněný směrem k V až VJV. Před zahájením plavení byly v centrální části zbytkové jámy postaveny dvě přepadové věže (PV) pro jímání vratné vody (obr. 2). Hydraulický provoz odkaliště (plavení strusky) byl zahájen v roce 1990 a v dnešní době pokračuje s provozní hladinou nepravidelně oscilující okolo úrovně 250 m n. m. S ukončením plavení strusky je počítáno mezi lety 2017 až 2018. Od doby odsíření elektrárny pomocí mokré vápencové vypírky je na povrchu popelové pláže odkaliště II modelována předrekultivační úprava pro obnovu krajiny pomocí certifikovaného výrobku – stabilizátu – připraveného ze směsi popílku s vápnem, odpadní vodou, aj.

Produkt je připravován v míchacím centru jako zavlhlá směs a je dopravován do prostoru stavby pomocí trubkových dopravníků. Na místě je pak rozvážen nákladními auty a následně rozprostírán do vrstev a hutněn.



Obr. 1 a 2 – Situace zájmové stavby a plavení strusky do zbytkového jezera (v pozadí PV).

3. Geologické a hydrogeologické poměry zájmové lokality

Z geologického hlediska spadá zájmová stavba do mostecké části severočeské pánve, nejstarší stratigrafické jednotky představují krušnohorské krystalinikum a permokarbon. Na povrch nikde nevystupují, nasedají na ně subhorizontálně uložené horniny svrchní křídly (od sladkovodního cenomanu až po coniak). Křídové sedimenty jsou zde reprezentovány jílovitými pískovci a písčitymi jílovci a slínovci, lokálně s glaukonitem. Terciární sedimenty tvoří převážnou část předkvartérního podkladu a vycházejí na povrch hlavně v sz. části zájmové stavby. Na relikty oligocénu ve formě písků nasedá miocenní sedimentace po stratigrafickém hiátu – komplex neogenních hornin vulkanogenního původu, tvořených tufy a tufity, místy bazalty. Nad vulkanity se vyskytuje souvrství podložních jílu a písků, jehož svrchní část je tvořena šedými jíly s četnými uhelnými polohami a tzv. bazální slojkou. Nad slojí se nachází souvrství nadložních jílu a písků.

Předkvartérní podklad je zakryt v širším okolí stavby převážně eolickými, deluviálními a fluviálními sedimenty. Na morfologii zájmového území se významně podílí antropogenní sedimenty, představované v prvé řadě materiálem vnitřní a vnější výsypky z doby těžby uhlí a VEP. Eolické sedimenty jsou zastoupeny sprašemi a sprašovými hlínami a tvoří převážnou část přirozeného kvartérního pokryvu. Dílčí tektonické struktury nebyly v zájmovém území vzhledem k mocným kvartérním

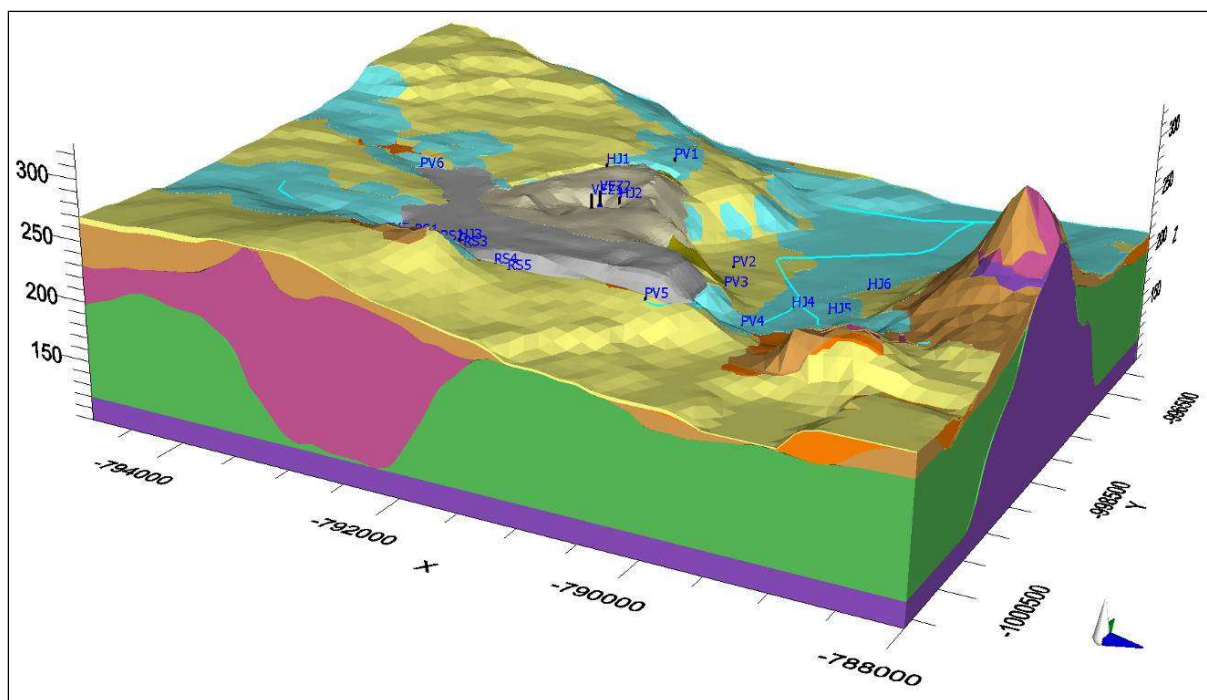
pokryvům přímo zmapovány, avšak pravděpodobný je zlom směru SZ – JV, omezující parovinu bývalé uhelné pánve. Je možné, že i původní údolí potoka, v němž je situováno bývalé odkaliště I, je tektonicky predisponováno.

V širším okolí stavby lze rozlišit několik průběžných zvodněných horizontů podzemní vody. Horizont mělké podzemní vody se vyskytuje obzvláště ve fluviálních sedimentech (písčité štěrky). Hlubší zvodeň je vázána na uhelnou sloj. Tato voda pravděpodobně pochází z nadložních propustných štěrků a infiltruje jen v oblastech výchozů sloje pod štěrky. Výchozové partie oxyhumolitů jsou poměrně dobře propustné. Sloje jsou zachovány zvláště při jv. okraji bývalého odkaliště II, kde byly překryty výsypkou. Další infiltrační plocha povrchu výchozů uhelných slojí byla zakryta v s. části pánve deluviálními, zahliněnými štěrky, v j. části propustnými štěrky. V čedičových příkrovech lze očekávat pouze malé množství puklinové podzemní vody, v místech jílovitého podložního souvrství nebo tufitických jílů lze hovořit o izolátorech. Křídové jílovce a slínovce nemají vlastní horizont průlinové podzemní vody. Souvrství je prakticky nepropustné, pouze v povrchových rozvolněných partiích je malé množství puklinové podzemní vody, které je navíc ovlivněno jílovitým charakterem výplně.

Uvnitř úložného prostoru lze očekávat hladinu podzemní vody (HPV) na kótě cca 253 m n. m., její průběh je zejména ovlivněn volnou hladinou u přepadových věží (obr. 2). Těžbou, výstavbou elektrárny a následným provozováním odkališť došlo k zásadním změnám původních přirozených hydrogeologických poměrů.

4. Hydrogeologický model proudění podzemních vod a transportu kontaminantů

Nejprve byl sestaven geologický 3D model zkoumaného území (obr. 3), poté bylo možné přistoupit k vytvoření konceptuálního modelu zadáním vstupních parametrů (známých hydrodynamických charakteristik geologickým jednotkám). Zavedením výpočetní sítě a okrajových (a počátečních) podmínek byl transformován konceptuální model na numerický. Pro výpočet proudění podzemní vody a transportu kontaminantů v saturovaném zemním prostředí byl využit program Visual ModFlow Flex.



Obr. 3 – Geologický prostorový model.

Hydrogeologický model zahrnoval atypicky velké území, cca 7 x 5,5 km s téměř 200 m výškového rozdílu. Nejprve bylo nezbytně nutné vygenerovat hydrogeologický model s ustáleným prouděním podzemní vody (PV) v širší oblasti – vně obou odkališť, díky kterému byl zjištěn ustálený průběh HPV v zájmové oblasti v makroměřítku. Bez tohoto numerického modelu proudění v celé oblasti by nebylo možné sestavit matematický model podrobnějšího měřítka dávající reálné výsledky, neboť vstupní údaje by nebyly relevantní (na takto detailní úrovni je již nelze predikovat ani na základě odborných zkušeností, ani na základě bodového terénního měření).

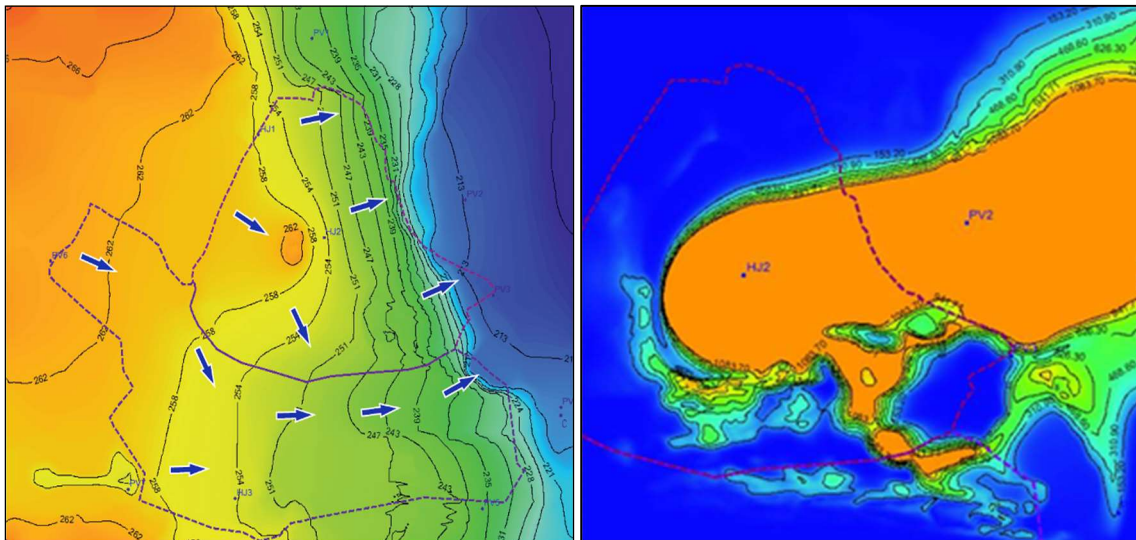
Pro následné řešení detailních studií byly proto výsledky modelu ustáleného proudění podzemní vody využity jako vstupní okrajové podmínky. I přes podrobnost dílčích variant hydrorežimu se jednalo o modely pokrývající velmi rozsáhlé území (cca 3,2 x 2,8 km).

Z matematického modelování ustáleného proudění podzemní vody vyplynulo, že se dominantní přítoky PV do bývalého odkaliště II odehrávají ze štěrkopískové zvodně (sz. strana). Gravitační odtok z bývalého odkaliště II je vzhledem k hydrogeologické skladbě v části omezen na kótu cca 246 m n. m., směr odtoku PV z lokality probíhá generelně k V. Výsledný průběh HPV v odkališti I je nepravidelný, mírně ukloněný směrem od Z k V (obr. 4). Přelivná hrana mezi oběma bývalými odkališti se nachází v nejnižším místě linie vzájemného kontaktu, a to na kótě

cca 242 m n. m. Od této výškové úrovně je umožněna hydraulická komunikace obou bývalých odkališť.

Časově proměnné varianty (verze s neustáleným prouděním podzemní vody) byly provedeny v kroku jednoho až dvou let, respektive s pětiletým odstupem pro variantu nalezení ustáleného stavu po ukončení rekultivace (ukládání) do odkaliště II.

Tyto časově proměnné simulace ukázaly, že dochází, a bude docházet, k oživení stagnujícího hydraulického režimu v bývalém odkališti I. Další realizované simulace rozdílných dílčích modelových variant hydrorežimu ukázaly, že se hydraulický spád bude s pokračujícím ukládáním VEP do bývalého odkaliště II mezi místem dotace a místem odvodňování zvětšovat, čímž se zvýší rychlost proudění při dně bývalého odkaliště I. Zvýšení rychlosti proudění podzemní vody však nebude natolik dramatické, navíc po ukončení ukládání VEP bude opět docházet k omezení komunikace mezi oběma odkališti, až k jejich úplnému oddělení (ustálený stav). Krátký časový horizont a zároveň nízký gradient jsou hlavní příčinou, proč s největší pravděpodobností nedojde k vymývání kontaminantů ze dna odkaliště I, což deklaruje řešený model transportu kontaminantů (obr. 5).



Obr. 4 a 5 – Výsledné proudění podzemní vody a model transportu kontaminantů.

Další otázkou spojenou s potenciálním negativním dopadem na hydrorežim a stabilitu zájmové stavby (riziko vzduší hladiny vody ve středu odkaliště II) je zachování trvalého drenážního účinku přepadových věží. Byly proto modelovány časově proměnné průběhy proudění podzemní vody ve variantě funkčních a nefunkčních přepadových věží. Simulace ukázaly, že pokud by v budoucnu došlo k omezení či zrušení trvalého drenážního účinku přepadových věží (drenážního

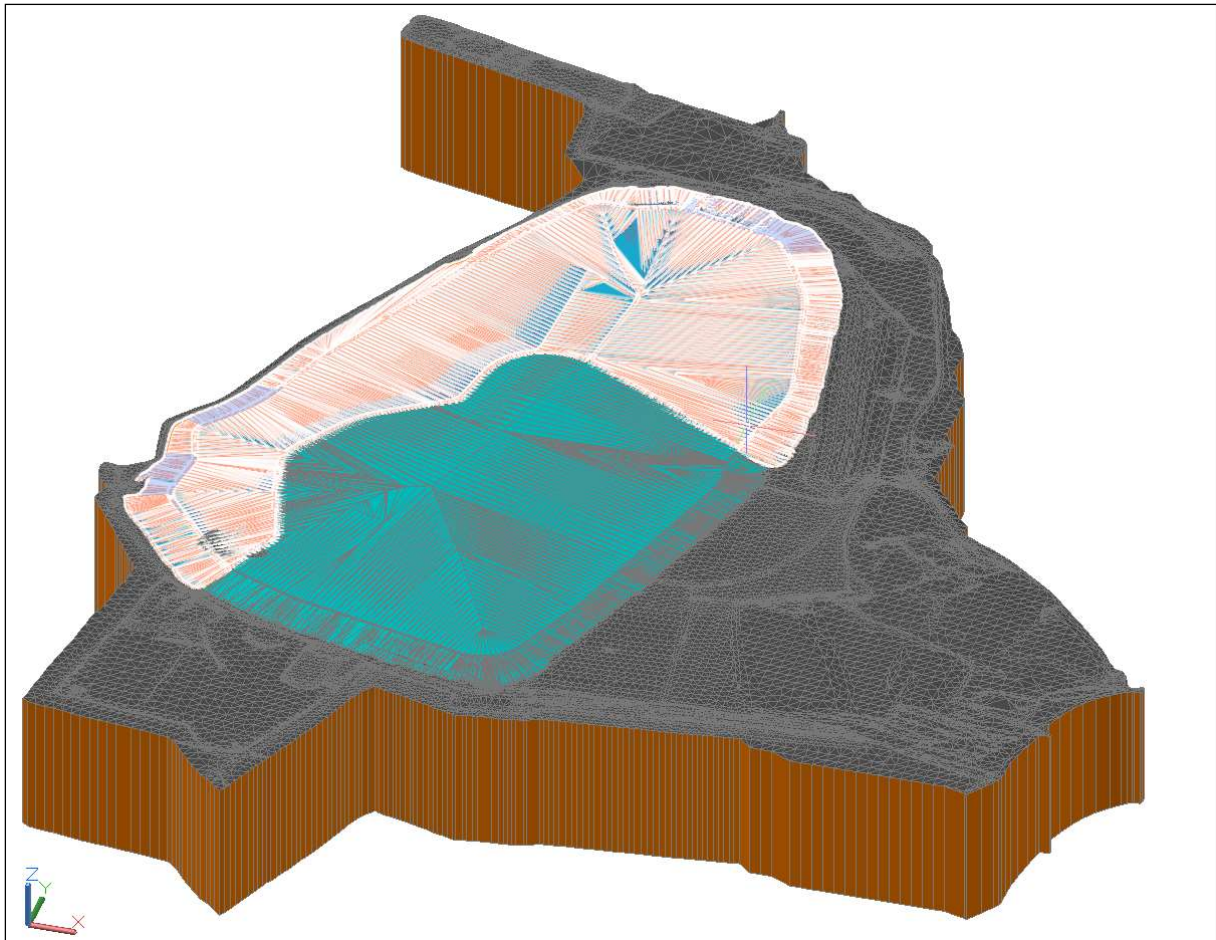
systemu) odkaliště II, dojde k dočasnému nárůstu úrovně hladin podzemních vod v obou odkalištích. Zachování funkčnosti přepadových věží i po zkapacitnění a sanaci je žádoucí alespoň do doby ustálení podzemních vod. Jak z modelování vyplynulo, jedná se o časový horizont cca 15 let po ukončení ukládání VEP.

Provedené parametrické studie ukázaly, že vliv vstupních parametrů jednotlivých zemin není pro sledování změn sledované oblasti nejdůležitější, i když není možné jej zcela zanedbat. Zcela zásadní se jeví otázka úrovně počáteční hladiny podzemní vody a směr jejího proudění. Veškeré výstupy výše popsaného hydrogeologického modelování posloužily jako podklad pro deformačně stabilitní výpočty. Dosažené výsledky proudění podzemní vody byly zadány jako nutná a velmi důležitá okrajová podmínka do numerických výpočtů.

5. Deformačně stabilitní výpočty

Geotechnický model v sobě nesl jisté zjednodušení geologických poměrů. Jako podklad posloužil geologický model z počáteční etapy tvorby hydrogeologického modelování. Jednotlivým zeminám byly přiřazeny známé materiálové charakteristiky. Byly modelovány dva nejkritičtější řezy procházející nejvyšším místem zájmové stavby (zkapacitnění odkaliště II) v přibližně podélném a příčném směru. Pro zavedení HPV byly použity výsledky z hydrogeologického modelování. Do geotechnického výpočtu byly zavedeny různé průběhy HPV, deformačně stabilitní výpočty tak byly řešeny ve více variantách. Počáteční napjatost zájmové oblasti byla vytvořena z vlastní tíhy modelovaných materiálů a řešené úrovně HPV. Po vytvoření počáteční napjatosti bylo simulováno zatížení řešené oblasti (ukládání VEP).

Výpočet byl rozdělen na jednotlivé kroky, které byly navrženy v souladu s postupem prací – plavení hydrosměsi, ukončení plavení, ukončení ukládání VEP (obr. 6). Pro každou jednotlivou fázi stavby byl proveden výpočet sledující přetvoření pro statické zatížení. Zároveň byly sledovány stupně bezpečnosti (stability). Pro výpočet napjatostně přetvárného chování a stability zájmové oblasti bylo použito numerické řešení pomocí metody konečných prvků (MKP).

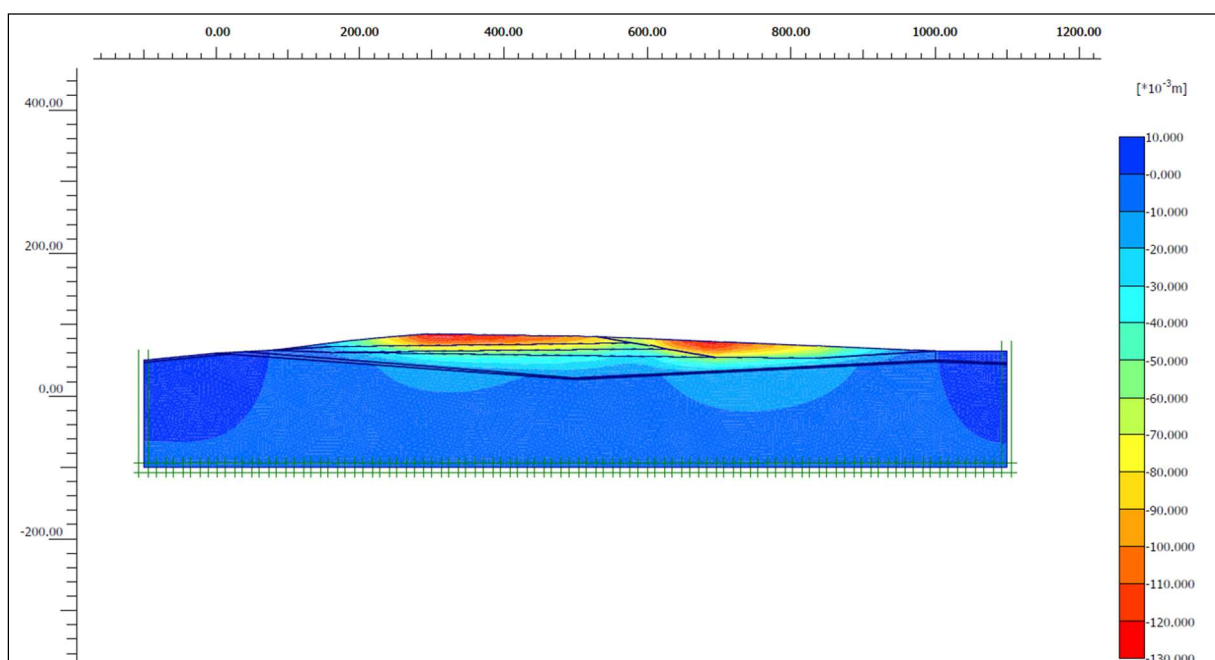


Obr. 6 – 3D vizualizace konečného tvarového řešení odkaliště II, včetně dílčích fází výstavby (stav při plavení – šedě a současně při ukládání – bíle, konečný stav – modře).

Pro modelování pomocí MKP byl využit výpočetní program PLAXIS a konstitutivní vztah pružno-plastického chování podle Mohr-Coulomba. V programu PLAXIS je stupeň stability zjišťován automatickou souběžnou redukcí hodnot soudržnosti a tangenty úhlu vnitřního tření (ϕ a c redukce). Hodnoty stupně stability nad 1,5 reprezentují dlouhodobě stabilní konstrukci, zatímco hodnoty stupně stability od 1,3 do 1,5 reprezentují krátkodobou stabilitu. Hodnoty stupně stability od 1 do 1,3 představují stav stabilitního rizika a hodnoty stupně stability pod 1 charakterizují nestabilní (sesuvný) stav. Z výsledků provedených stabilitních výpočtů vyplynuly dosažené stupně stability v rozmezí hodnot 1,7 až 3,1. Můžeme tedy konstatovat, že pro všechny modelované stavy byl stupeň stability vyšší než požadovaná hodnota 1,5.

Nejkritičtější smyková plocha byla zaznamenána dle očekávání v hrázovém systému odkaliště II, ve fázi jeho zkapacitnění (konečný tvar tělesa po ukončení ukládání

VEP). Výrazná část optimalizované smykové plochy směřovala do podloží. To je dáno zejména zavedenými charakteristikami podloží (popel a výsypka). Na jedné straně lze předpokládat, že méně únosná vrstva v podloží modelovaná jako popílek se bude zpevňovat konsolidací (tento proces ale bude velmi pomalý) a ukládané VEP v podstatné části tělesa budou konsolidovat, na druhé straně ovšem změna charakteristik podloží a popela může vést k podstatnému snížení lokální stability zájmové oblasti. Pro stabilitu tělesa je také klíčový průběh hladiny podzemní vody, přičemž snížení hladiny podzemní vody je na straně bezpečné (zlepšení stability), což dokumentují provedené modelové varianty výpočtu stability (rozdílná úroveň HPV ve sledované oblasti).



Obr. 7 – Vertikální deformace.

Přetížení vyvolává deformace, jejichž charakter, tj. směr a velikost, je patrný z vektorů posunů. Pro analýzu deformací je vhodné rozložit posuny na vertikální a horizontální (obr. 7). V důsledku zatížení vznikne obzvláště v podložním popílku indukovaný pórový tlak a řada prvků se poruší tak, že vznikne plastická zóna. Maximální hodnota sedání činila 1,21 m. Je nutné upozornit, že hodnota odpovídá celkovému sednutí od počátku ukládání VEP do zájmového prostoru. Přírůstek, převážně vertikálních deformací, bude řádově menší, v řádu prvních jednotek decimetrů. Tato hodnota je signifikantně závislá na vlastnostech ukládaných VEP. Výrazně převyšují deformace ve vertikálním směru nad směrem horizontálním. Z výsledků provedených deformačních výpočtů lze konstatovat, že dalším přetěžováním zájmové oblasti

až do doby zkapacitnění odkaliště II bude postupně docházet k nárůstu deformací, zejména ke konsolidaci uložených popelovin. Realizované výpočty indikují vznik tahových trhlin, obzvláště ve vrstvě popílku a na povrchu uložených VEP.

Souhrnným výstupem geotechnického modelování bylo zjištění, že navýšením mocnosti ukládaných VEP (až po vybudování konečného tělesa v době ukončení ukládání) nedojde k významnému zhoršení deformačně stabilitních poměrů v zájmové oblasti oproti dnešnímu stavu.

Velký vliv na realizované výpočty měla zavedená úroveň hladiny podzemní vody – její průběh ovlivnil jak výsledný stupeň stability, tak i dosažené deformace.

6. Závěr

V rámci prevence rizik při provádění revitalizace odkaliště pomocí ukládání VEP byly řešeny dva zásadní geotechnické problémy: fenomén nárůstu hladiny podzemní vody a vliv přitížení.

Byly realizovány modelové výpočty proudění podzemní vody v saturovaném zemním prostředí zabývající se simulací změn v odtokových poměrech vyvolanými ukládáním VEP na bývalém odkališti, včetně vlivu změn hydrorežimu na stabilitu odkaliště.

Výsledné průběhy hladiny podzemní vody ukazují na dominantní přítoky ze štěrkopískové zvodně (SZ), směr odtoku z lokality probíhá generelně k V. Mezi oběma odkališti existuje od kóty cca 242 m n. m. přelivná hrana, od které je umožněna hydraulická komunikace. Časově proměnné varianty modelu svědčí o oživení stagnujícího režimu v bývalém odkališti I. Změna rychlosti proudění podzemní vody ovšem s časem nebude tak velká, aby došlo k významnému vyplavování potenciálního znečištění z jeho dna, což bylo zjištěno modelováním transportu kontaminantů.

Další otázkou spojenou s potenciálním negativním dopadem na hydrorežim a stabilitu zájmové oblasti (riziko vzduť hladiny vody na návodní straně hrázového systému) je zachování trvalého drenážního účinku přepadových věží.

Z realizovaných výpočtů v čase vyplynulo, že zachování funkčnosti přepadových věží je žádoucí alespoň do doby ustálení proudění podzemních vod (cca 15 let po ukončení ukládání VEP v zájmovém prostoru).

Kalibrace a zpětná verifikace modelů v rámci řešení ukázaly, že vliv vstupních parametrů jednotlivých zemin není pro sledování změn nejdůležitější, i když není možné jej zcela vyloučit. Zcela zásadní se oproti tomu jeví otázka počáteční úrovně hladiny podzemní vody a směr jejího proudění.

Veškeré výstupy hydrogeologického modelování posloužily jako podklad pro deformačně stabilitní výpočty. Ty ukázaly, že stabilitní problémy byly úzce spjaty s charakterem ukládaných hmot, včetně jejich způsobu ukládání. Jejich rozložení následně ovlivňuje potenciální možnost šíření kontaminantů do okolního životního prostředí.

Pro všechny modelové stavy byl stupeň stability vyšší než požadovaná hodnota 1,5. Přírůstek vertikálních deformací činil řádově první jednotky decimetrů. Dosažené výsledky byly kriticky ovlivněny výškou hladiny podzemní vody. V průběhu výstavby, ani po jejím dokončení, by nemělo dojít k významnému zvednutí hladiny podzemní vody v tělese bývalých odkališť. Rozdíly v úložných poměrech mohou vyvolat diferenciální sedání, a to jak v konečné hodnotě, tak především z hlediska časového průběhu (rozdíly v rychlosti konsolidace).

Realizované výpočty neřešily náhlý a výrazný pokles nebo nárůst mělké hladiny podzemní vody v zájmové oblasti. Při nich může dojít k lokálním ztrátám stability nejen v důsledku změny poměrů aktivních a pasivních sil, ale i v důsledku snížení soudržnosti zeminy, zvláště v nekonsolidované zóně (popílek). Proto je nanejvýš žádoucí sledovat sezónní vývoj HPV a podle výsledků hydrogeologického monitoringu rozhodnout o případné potřebě stavebně technických opatření.

Pro zjištění údajů o vývoji deformací a pro posouzení rizika možného nepříznivého deformačního vývoje lze doporučit provádět taktéž práce geotechnického sledování a geotechnického stavebního dozoru, včetně hydrochemického sledování.

3.10. Geotechnický průzkum pro stavbu hrází na bývalém odkališti

Geotechnical research for the construction of dam on the former based sludge lagoon

Abstract

The former sludge lagoon was currently used as the storage of energy by-products. The project documentation was developed to the increase of storage capacity by realization of two dams. Both the dam will be foundation on geotechnical extremely difficult conditions. In the first phase was realized geotechnical research. A strain stability calculation of the project dam was realized as part of the geotechnical research. The dam from soil materials, including inner sealing component and the drainage system was design on the based realized work.

1. Úvod

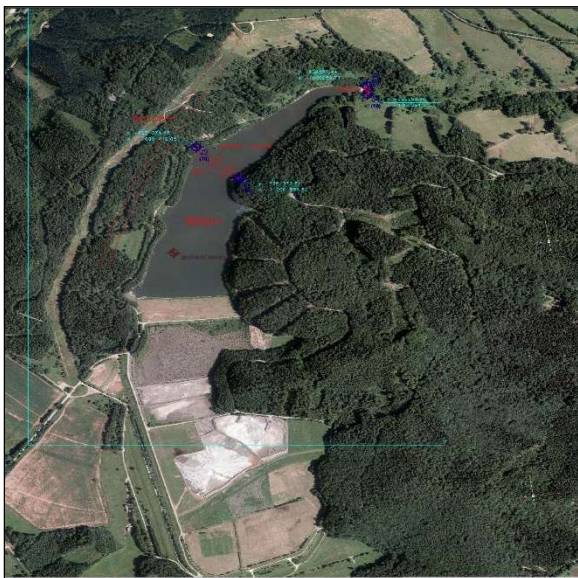
Uhlí, které se spaluje v elektrárnách, po sobě zanechává nespálitelný podíl v hodnotě 25 – 30 % původního objemu paliva. Ten je nutné z elektrárny odstranit. Nikoli však jako klasické odpady, ale jako tzv. vedlejší energetické produkty (VEP). Ty našly v souvislosti s odsířením kouřových spalin v 90. letech minulého století velké uplatnění jako cenné druhotné energetické suroviny.

Elektrárna Poříčí byla uvedena do provozu v roce 1957 a odsířena byla v roce 1996. Výroba VEP probíhá v míchacím centru od roku 2000. Stabilizát je vyráběn z VEPů fluidních kotlů a do úložného prostoru (Kazety II) se stabilizát dopravuje potrubím ve formě zahuštěné suspenze. Zde postupně dochází k uzavírání původních naplavených vrstev a k dotvarování krajiny s následnou biologickou rekultivací.

Pro bývalé odkaliště popelovin bylo v minulosti využito údolí Debrnského potoka (obr 1). Sledovaná stavba zaujímá území cca 58 ha. Základová spára základní hráze leží v nadmořské výšce cca 380 m n. m. a současný povrch úložného prostoru dosáhl postupným navyšováním výšky cca 455 m n. m. Po překročení úrovně 440 m n. m. (úroveň zátopové hladiny) bylo nutné v JZ části bývalého odkaliště vybudovat tzv. boční hráz, která má délku 400 m (hrázový systém III). Do údolí Debrnského potoka pod hlavní hrází zaústíuje drenážní systém hráze, který je sveden do Petříkovického potoka. K regulaci výšky hladiny ve zbytkovém jezeře v zájmovém prostoru slouží dvě přepadové věže a odpadní potrubí. Konečným recipientem těchto vod je říčka Ličná a poté Úpa. Zbytkové jezero bylo dříve součástí odkalovací nádrže elektrárny, nyní je od kazet s ukládaným stabilizátem odděleno biokoridorem.

V současné době je zájmový prostor rozčleněn do několika kazet. Kazeta I navazuje na základní hrázový systém (dnes zrekultivována). V Kazetě II probíhají rekultivační práce pomocí ukládání VEP (obr. 2) a dělí se na části A, B a C. Na její severní hráz navazuje tzv. biokoridor, který dosud není zcela dokončen. Za tímto biokoridorem je navržena Kazeta III, která je ve fázi projektových příprav.

Projektová dokumentace (PD) navrhuje způsob řešení Kazety III pomocí realizace dvou hrází. Hráz 1, oddělující budoucí Kazetu III a retenční prostor a Hráz 2, která uzavírá celou oblast a svádí přítoky Debrnského potoka vně sledovanou oblast. Po vybudování obou projektovaných hrází Kazety III vznikne nový retenční prostor (o objemu 184 000 m³) s maximální úrovní hladiny volné vody na kótě cca 451 m n. m. Pro výše uvedený projekt byl realizován geotechnický průzkum (GTP).



Obr. 1) Zájmová oblast (maps.google.cz). Obr. 2) Rekultivace bývalého odkaliště.

2. Inženýrskogeologický průzkum

Rozsah průzkumných prací vycházel z projektu geologických prací (INSET s.r.o.). Cílem GTP bylo zejména zjištění inženýrsko-geologických a geotechnických poměrů v prostoru zavázání budoucí Hráze 1 (obr. 3) a Hráze 2 (obr. 4) pro připravovanou PD budování Kazety III. V rámci realizovaného geotechnického průzkumu byly použity následující metody a práce: rekognoskace terénu; geodetické vytýčení terénních prací; odběry vzorků přípovrchové zeminy a popelovin; průzkumné jádrové inženýrsko-geologické vrty; odběry vzorků zemin z vrtných jader; geodetické zaměření terénních prací a provedení laboratorních zkoušek dotčených zemin.



Obr. 3) Místo budoucí Hráže 1.

Obr. 4) Místo budoucí Hráže 2.

Pro doplnění archivní vrtů byly provedeny dva jádrové IG vrty (obr. 5). Během odkryvných prací byly odebírány vzorky zemin a hornin z vrtných jader a přípovrchové vzorky zeminy a stabilizátu (obr. 6). Na odebraných vzorcích byly provedeny laboratorní rozbory zemin za účelem jejich zatřídění, propustnosti a stanovení pevnostních a přetvárných charakteristik. Využití těchto získaných parametrů bude nejen jako podklad pro PD (statické výpočty), ale také pro následné deformačně-stabilitní výpočty realizované v rámci GTP.

Geologické prostředí zájmové lokality je tvořeno svrchu zeminami pokryvných kvartérních útvarů a pod povrchem mělce uloženými podložními horninami permokarbonského stáří. Svrchních zónu představují sedimenty antropogenní, deluviofluviální až eluviální, překryté nevýznamnou vrstvičkou humózních hlín a písků. Z hlediska klasifikace náleží třídám MS, SM až GM. Zároveň byla zastižena poloha navážek charakteru popílků. Jedná se o těleso obslužné komunikace a přísyp pravého břehu retenčního prostoru bývalého odkaliště. Pod nimi se nachází zvětralé skalní podloží reprezentované karbonskými pískovci a polymiktními slepenci žacléřského souvrství. Zvětralé horniny mají zprvu charakter hrubého štěrku s jistou mírou diagenese, odpovídající pevnostním třídám R5, hlouběji přecházející již do více pevných hornin (třídy R3) s vložkami obtížně rozpojitelnými běžnými mechanismy (R2).

Sondami byl zastižen přípovrchový horizont podzemní vody, dotovaný jak atmosférickými srážkami, tak i volnou hladinou ze zbytkového jezera.



Obr. 5) Realizace IG vrtů.



Obr. 6) Odběr stabilizátu.

Pro další projektové stupně a dále prováděné deformačně-stabilitní analýzy zájmové stavby (matematické modelování) byly laboratorně zjištěny následující parametry: vlhkost, objemová hmotnost, přetvárné a pevnostní charakteristiky (oedometrická zkouška stlačitelnosti a krabicová smyková zkouška), včetně propustnosti (laboratorní zkouška v propustoměru).

3. Deformačně stabilní výpočty

Deformačně-stabilitní výpočty projektovaných hrází úložného prostoru Kazety III byly provedeny v jednom charakteristickém profilu pro každou hráz. Předmětné profily byly vedeny tak, aby zachytily co největší projektovanou mocnost následně ukládaného stabilizátu, respektive největší výšku koruny hráze nebo největší mocnost volné hladiny.

V rámci prováděných výpočtů byl pro jednoduchost materiál hrází modelován jako homogenní. Nebyly modelovány další pomocné prvky hrází, jako například ochranné kamenivo, geotextilie, konstrukce vozovky atd.

Výše uvedené zjednodušení nemělo na stanovený cíl významný vliv. Charakteristické hodnoty modelových zemín nabývaly nižších hodnot z jejich možného rozsahu. Tyto hodnoty byly na straně bezpečnosti posouzení zájmové stavby.

Je nutné upozornit, že v místě projektovaných hrází nebylo možné provést inženýrskogeologický průzkum podloží (dno zatopeného zbytkového jezera), a proto byly charakteristiky odborně odhadnuty s přihlédnutím k provedenému GTP průzkumu, včetně analogie s obdobnými prozkoumanými lokalitami. Zejména charakteristiky bezprostředního podloží (struska a popílek) bylo možné pouze odborně odhadnout.

V jednotlivých výpočtových variantách byly modelovány různé zeminy pro vlastní těleso hráze (zemina nebo stabilizát). Průběh hladiny podzemní vody je významně

ovlivněn úrovní volné hladiny ve zbytkovém jezeře. Byly řešeny dva základní stavy polohy volné hladiny v zájmovém prostoru. Zároveň byly modelovány různé průběhy průsakových křivek v tělese hráze.

Výpočty byly rozděleny na jednotlivé kroky, které byly navrženy v souladu s předpokládaným postupem prací. Pro každou fázi výstavby byl proveden výpočet sledující přetvoření pro statické zatížení. Zároveň byly sledovány stupně bezpečnosti (stability).

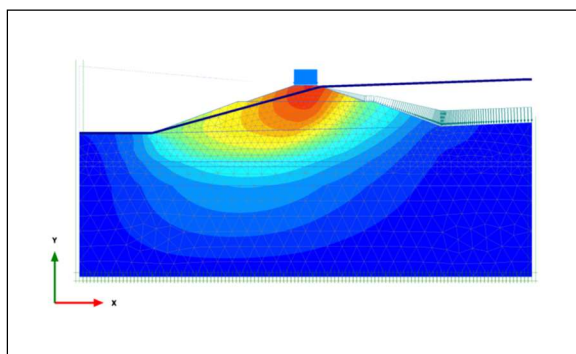
Pro výpočet napjatostně přetvárného chování a stability modelovaných zemních těles zájmové stavby bylo použito numerické řešení pomocí metody konečných prvků. Pro modelování byl využit program PLAXIS a konstitutivní vztah pružno-plastického chování podle Mohr-Coulomba. V programu PLAXIS je stupeň stability zjišťován automatickou souběžnou redukcí hodnot soudržnosti a tangenty úhlu vnitřního tření (ϕ a c redukce).

V rámci posouzení Hráze 1 byly provedeny celkem čtyři modely. První model řešil hráz vybudovanou ze zeminy. Přičemž hladina podzemní vody byla v úrovni základové spáry hráze. Po vybudování zemního tělesa byl modelován nárůst volné hladiny na současnou úroveň a následně na předpokládanou maximální úroveň hladiny. Průběh průsakové křivky v tělese hráze byl vodorovný (modelován ustálený stav proudění vody, kdy dojde k vyrovnání úrovní hladin volné vody na návodní a vzdušné straně hráze). Zároveň byl modelován konečný stav rekultivovaného terénu (zaplnění volného prostoru stabilizátem na vzdušné straně hráze). Stav, kdy nedojde k vyrovnání úrovní volné hladiny vody na vzdušném a návodním líci hráze, byl řešen v dalším modelu. Průsaková křivka v tělese hráze vycházela při její patě. Stejný průběh polohy volné vody jako v předešlém modelu byl zaveden ve třetím modelu. Zde, ale bylo těleso hráze řešeno ze stabilizátu. U poslední řešené varianty byl zaveden průběh průsakové křivky v tělese hráze, který odpovídá konstrukci hráze s těsnícím prvkem a vnitřní drenáží. Zároveň byla hráz modelována ze zeminy.

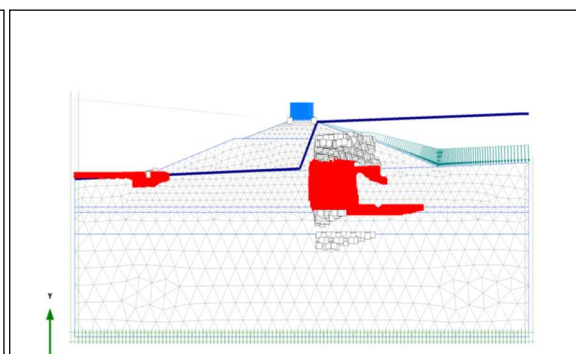
Při posouzení Hráze 2 byly vypracovány tři základní modely. V prvním modelu bylo těleso hráze řešeno jako zemní a volná hladina byla z obou stran hráze (ustálený stav proudění vody) ve stejné výškové úrovni (nejdříve provozní a následně maximální hladina vody). Zavedení stabilizátu jako materiál pro hráz bylo řešeno ve druhém modelu. Poslední model řešil stav, kdy bude zvýšená úroveň volné hladiny pouze na návodním líci hráze a těleso hráze bylo modelováno ze zeminy.

Výše popsaným způsobem vznikla reprezentativní parametrická studie vlivu materiálu hráze, průběhu průsakové křivky a volné hladiny na dosažené výsledky.

Příklady dokumentovaných výstupů jsou uvedeny na následujících obrázcích (obr. 7 a obr. 8).



Obr. 7) Celkové deformace.



Obr. 8) Rozdělení plastických bodů.

Dosažené deformace se pohybovaly v řádu prvních jednotek decimetrů (max. do 0,5 m). Výsledky byly kriticky ovlivněny výškou hladiny volné vody a také významně závisely na zadaných parametrech zemin (zejména materiál hráze a nekonsolidovaného podloží).

Je nutné upozornit, že výpočty neřešily náhlý a výrazný pokles volné vody v zájmovém prostoru (například okamžité odčerpání nadržené vody za tělesem hráze). Při případném výrazném poklesu hladiny vody může dojít k lokálním ztrátám stability nejen v důsledku změny poměrů aktivních a pasivních sil, ale i v důsledku snížení soudržnosti zemin.

Na základě provedeného deformačně-stabilitního posouzení hrází navrhovaného úložného prostoru Kazety III bylo doporučeno projektovat tělesa hrází ze zemního materiálu, včetně vnitřního těsnícího prvku a drenážního systému.

4. Technická doporučení

Jakmile bude dokončen a zprovozněn objekt převedení potoka, lze po dostatečném zaklesnutí volné hladiny ve zbytkovém jezeře začít budovat Hráz 2 sypáním materiálu z pravého břehu. Zároveň bude možné začít realizovat obslužnou komunikaci na levém břehu, která částečně počítá se zábohem pozemků v místě zbytkového jezera pro násypové těleso. Snížením hladiny se vytvoří vhodnější podmínky pro stavbu vlastního násypu.

Poté, co bude obslužná komunikace na levém břehu vyhotovena až k místu osy budoucí Hráze 1, lze bez komplikací zahájit i její budování sypáním z tohoto břehu.

Zavázání obou stran Hrází 1 a 2 není z geotechnického hlediska problém – pro oba břehy obou hrází lze navrhnout situování základové spáry (ZS) do úrovně fluviodeluviálních písků a štěrků. Skalní podloží zde víceméně kopíruje terén a nachází se v hloubce cca 2,5 až 4,0 m pod terénem. Svrchní vrstvy tvořené málo vhodnými jemnozrnnými zeminami doporučujeme odstranit a zakládat na podložních píscích až štěrcích. V těchto místech lze provést výstavbu hrází z místních materiálů. Vhodným se také jeví stabilizát – v současné době ukládaný certifikovaný výrobek pro tvarové úpravy krajiny (pro násypy a zásypy). Materiál je nutné navážet a rozhrnovat po vrstvách cca 20 až 30 cm mocných a poté hutnit. Pro optimální počet pojezdů a způsob zhutňování doporučujeme provést hutnicí zkoušku in situ. Upozorňujeme, že z provedených laboratorních zkoušek vyplývá značná propustnost testovaného stabilizátu a zároveň by neměl za žádných okolností přijít do kontaktu s vodou. V každém případě proto bude nutné jeho překrytí inertní, nepropustnou zeminou. Jako vhodnou skladbu je možné navrhnout jílové těsnění ve 3 vrstvách s mocností cca 30 cm po zhutnění. Návodní i vzdušný líc obou hrází doporučujeme navíc zabezpečit proti erozi (geotextilie, vyskládané kamenivo atp.). Jednotlivé frakce je od sebe třeba oddělit geotextilií pro zamezení kolmatace.

Vzhledem ke stávajícímu zvodnění (volná hladina) ve zbytkovém jezeře nebylo možné provést odkryvné práce v místě pod budoucími hrázemi. V úrovni předpokládané základové spáry (tj. na dně zbytkového jezera) lze očekávat svrchu zvodnělé náplavové sedimenty smíšené s antropogenními. Nejspíše budou charakteru písčitých hlín, málo únosných, a bude je nutné před výstavbou skrýt či sanovat. Pod nimi (hloubka bude závislá na skutečné úrovni dna) se budou pravděpodobně nacházet fluviodeluviální sedimenty kvartérního pokryvu, nabývající charakteru písků až štěrků s jemnozrnnou příměsí, u kterých lze již hovořit o jisté únosnosti. Jejich mocnost lze odhadovat na 2,0 až 5,0 m. Pod nimi se bude pravděpodobně nalézat zvětralé skalní podloží reprezentované karbonskými pískovci a slepenci o vysokém stupni únosnosti a nízké stlačitelnosti.

Pokud se podaří u Hráze 2 odvodnit předpolí tak, aby bylo možné odtěžit již zmíněné neúnosné vrstvy náplavů (cca 2,0 až 3,0 m mocné), doporučujeme jejich náhradu vhodným materiálem – štěrky, makadam, stabilizát atd.

U Hráze 1 bude situace odlišná. Zde by bylo nutné odbagrovat v nejhorších partiích přes 6,0 m náplavových sedimentů, což s největší pravděpodobností nebude vzhledem k jejich zvodnění možné. Odtěžení neúnosných partií by bylo možné provést např. pod ochranou beraněných štětovicových stěn. V případě volby tohoto řešení bude třeba zabránit patu štětovic až na úroveň únosného podloží – v nejhorším případě bude nutné počítat s jejich hloubkou přesahující 6 m. Nicméně upozorňujeme na fakt, že beranění do podloží může být poměrně obtížné, protože

skalní podloží zde bude tvořeno slepenci a pískovci pevnostní min. třídy R5, ale spíše R4 či R3, s občasnými balvany R2 (pro beranění prakticky nevhodné prostředí).

Jako alternativní řešení se nabízí provést založení Hráze 1 na pilotách, vyztužených zeminách (geomříže, geovaky, geotextilie, atd.), pomocí kesonů, atd. Nejvhodnější však bude nejprve zajistit odvodnění a sjízdnost ZS (dna) – např. roznášecími štěrkopískovými polštáři. Jako materiál pro tento zásyp lze využít místní zeminy těžené v rámci budování obslužné komunikace (ze zářezu) na levém břehu. Odtud by mohl být vhodný materiál charakteru štěrkopísku až kameniva z rozpojených skalních hornin (slepence, pískovce) dopravován a sypán do míst Hráze 1 pod vodní hladinou. Jakmile bude dosaženo úrovně nad vodou, musí být započato s hutněním naváženého materiálu pro dosažení co nejvyšší míry zhutnění a eliminaci následného sedání. Takto sanovaná ZS bude pravděpodobně pojízdná, ale nemusí být dostatečně únosná – nastává tak riziko velkých hodnot dodatečného sedání podloží následně budované hráze.

V případě malé ústnosti takto sanované základové spáry je možné buď dále pokračovat ve variantách navržených výše (pilotové základy, vyztužené zeminy atd.), nebo navrhnout těleso hráze s dostatečně převýšenou korunou a průběžně s výstavbou provádět technologické přestávky jednak pro disipaci pórových tlaků podložních vrstev a pro dosypávání a následné dohutňování pokleslých partií sypaných zemin hráze.

Pro výstavbu částí obou hrází, které budou bezpečně mimo kontakt s vodní hladinou, lze doporučit využití místního certifikovaného stabilizátu. ČSN 75 2410 stanovuje sklon návodního svahu dle typu hráze a použitých zemin. Pokud bude v PD uvažováno s homogenní hrází, odpovídá sklon 1 : 3,0 až 1 : 3,7 v závislosti na použitém materiálu. Stabilizát svojí frakcí odpovídá (dle výsledků laboratorních zkoušek) pískům s příměsí jemnozrnné zeminy S3/SF, což je materiál do homogenní hráze nevhodný (dle Tab. 5 téže normy). Pokud budou dodržena opatření týkající se odizolování proti vodě, lze jej pro homogenní hráz použít. Přestože je sklon na vzdušném líci dle této ČSN přípustný 1 : 2, doporučíme obě hráze vybudovat jako symetrické, s maximálním sklonem 1 : 3.

5. Závěr

Na základě provedeného geotechnického průzkumu bylo doporučeno projektovat tělesa hrází ze zemního materiálu, včetně vnitřního těsnícího prvku a drenážního systému.

Zjištěné skutečnosti vedly k příslušným doporučením a návrhovým opatřením, které lze uplatnit v připravované PD zájmové stavby.

V průběhu výstavby rozšíření zájmového prostoru o další kazetu doporučujeme provádět práce geotechnického dozoru a v součinnosti se stavbou průběžně realizovat kontrolní a ověřovací zkoušky. Doporučení se týká zejména kontroly vhodnosti zemin a materiálu pro násypy a zásypy, dozoru technologicky-stavebních postupů, ověření kvality podloží (základové spáry), kontrolu míry zhutnění navážených vrstev atd.

3.11. Řešení ukládání vedlejších energetických produktů do prostoru odkaliště

Anotace

V rámci řešení možného ovlivnění podzemních vod ukládáním vedlejších energetických produktů do prostoru bývalého odkaliště byly provedeny tři základní etapy prací – rešerše, doplnění stávajícího monitorovacího systému a matematické modelování. Po zavedení relevantních okrajových podmínek, byly provedeny výpočty proudění podzemních vod. Na základě srovnání s výsledky druhé etapy byla provedena verifikace modelu. Sestavený matematický model bude možné použít pro další dílčí výpočty, které budou simulovat možné varianty řešení sledované stavby a vliv stavby na proudění, respektive chemismus podzemních vod. Zároveň bude možné výsledky průběhu hladiny podzemní vody přenést jako počáteční podmínky do stabilitně-deformačních výpočtů.

Klíčová slova

vedlejší energetické produkty, monitoring, matematický model proudění podzemních vod.

1. Úvod

Zájmová stavba – severní část bývalého odkaliště – v současné době slouží k řízenému ukládání vedlejších energetických produktů (VEP) z blízké uhelné elektrárny. Odkaliště se skládalo ze dvou částí, přičemž jižní část (odkaliště I) je v současné době již zrekultivována a severní část (odkaliště II) je využívána jako úložný prostor pro VEP (Obr. 1).

Odkaliště I je situováno v terénní depresi (přehrazeném údolí) bývalého říčního toku, který byl v minulosti přeložen a částečně zatrubněn. Výstavba odkaliště byla zahájena v roce 1967 budováním základní hráze s korunou na kótě 239 m n. m. Konstrukčně šlo o 16 m vysokou homogenní hráz s rozšířenou šterkovou patou, budovanou ze sprašových hlín těžných v zátopě. Dalším zvyšováním v pravidelných časových intervalech, po 3 m vysokých krocích, bylo dosaženo definitivní výšky 263 m n. m. Výpočet stability hrázového systému z roku 1982 pro výstavbu 7. zvyšovací hráze byl podnětem k rozhodnutí o nemožnosti dalšího zvyšování odkaliště bez nutné sanace základní hráze. Hydraulický provoz (plavení popela) na odkališti I byl proto ukončen v polovině roku 1990.

Odkaliště II se nachází v prostoru bývalého povrchového lomu, těžba hnědého uhlí zde byla ukončena v roce 1983. Zbytková jáma lomu měla nejhlubší místo na kótě 222 m n. m. (maximální hloubka činila 25 m). Jednalo se o svažité terén směrem k V až VJV s nejnižší výškou závěrných svahů na V. V nejhlubší části zbytkové jámy byly před zahájením plavení postaveny dvě přepadové věže pro jímání vratné vody. Hydraulický provoz odkaliště byl zahájen začátkem roku 1990 plavením v centrální části zájmové stavby a v dnešní době pokračuje s provozní hladinou nepravidelně oscilující okolo 250 m n. m. Od doby odsíření elektrárny pomocí mokré vápencové vypírky (od roku 1997) je na povrchu popelové pláže odkaliště II modelována předrekultivační úprava pro obnovu krajiny pomocí stabilizátu připraveného z VEP (směs popílku s vápnem, odpadní vodou, aj.). Stabilizát je připravován v míchacím centru jako zavlhá směs a je dopravován do prostoru stavby pomocí trubkových dopravníků, na místě pak rozvážen nákladními auty a následně rozprostírán do vrstev a hutněn (Obr. 2).



Obr. 1 Situace zájmové stavby.

Historii ukládání lze tedy rozdělit do tří etap, ukládání popelovin, ukládání strusky a ukládání stabilizátu. Po ukončení ukládání popílku jako odpadu (před rokem 1997) se přistoupilo k ukládání strusky (certifikované) až do kóty 250 m n. m. Po dosažení zmíněné kóty se začalo s ukládáním certifikovaného stabilizátu. Ukládání

postupovalo nejprve od JV cípu odkaliště, dále došlo k vytvoření východní hráze sj. průběhu a k zaplnění střední části prostoru pro ukládání (r. 2002). V další fázi následovalo zaplnění J a JZ odkaliště (do r. 2005), až do současnosti probíhá ukládání do sz. oblasti.

2. Cíl a metodika prací

Ukládání VEP sebou přináší mnohá rizika. V rámci projektové přípravy pro zvýšení kapacity úložného prostoru (řešení konečného tvaru tělesa a následné rekultivace) vyvstal požadavek na zhodnocení hydrogeologických a hydrochemických poměrů zájmové stavby s ohledem na možné ovlivnění podzemních vod v okolí bývalého odkaliště.

Celkem byly provedeny tři základní etapy prací. V první fázi byla provedena rešeršní část a byly zhodnoceny současné hydrogeologické a hydrochemické podmínky sledovaného území. První etapa byla primárně zaměřena na funkčnost stávajících monitorovacích prvků, místní šetření bylo doplněno o karotážní měření a o čerpací a stoupací zkoušky. Cílem těchto polních zkoušek bylo získání základních poznatků o propustnosti, respektive průtočnosti zvodněných kolektorů. Z vyhodnocení získaných dat byly vypočteny základní hydrodynamické parametry prostředí.



Obr. 2 Navážení a hutnění stabilizátu v zájmovém prostoru.

Po zhodnocení první fáze bylo navrženo a následně provedeno doplnění monitorovacího systému stavby – v druhé fázi prací bylo zahájeno hydrogeologické hydrochemické sledování zájmové lokality, zahrnující měření hladiny podzemní vody

(HPV) a odběry vod pro chemické rozборы. Měření bylo doplněno o vyhodnocení dat ČHMU a pravidelné rekognoskace zájmové stavby.

Na základě výsledků prvních dvou etap byl ve třetí etapě prací zkonstruován matematický model proudění podzemních vod v saturovaném zemním prostředí. V prvním kroku byl vytvořen geologický model a byly zavedeny jednotlivé parametry horninového prostředí. Po zavedení relevantních okrajových podmínek, a to jak hraničních (přítoky a odtoky vod do a ze sledované oblasti), tak i počátečních (průběh HPV v zájmové oblasti), byly provedeny výpočty proudění podzemních vod. Na základě srovnání s výsledky druhé etapy byla provedena verifikace modelu.

3. Rešerše IG a HG poměrů lokality

V první etapě prací byla nejdříve provedena rešeršní část a rekognoskace stavby. Prozkoumáním dostupných archivních údajů byly zjištěny níže uvedené skutečnosti.

Z regionálního geologického hlediska spadá zájmové území do mostecké části severočeské pánve, nejstaršími stratigrafickými jednotkami jsou krušnohorské krystalinikum a permokarbon. Na povrch nikde nevystupují, krystalinikum (svory a muskovitické ruly) se nachází v hloubce okolo 180 m pod terénem, permokarbon (jílovce a arkóзовé pískovce) byl zjištěn v jv. okolí předmětné stavby.

Na ně nasedají subhorizontálně uložené horniny svrchní křídly, počínaje od sladkovodního cenomanu až po coniak. Cenomanské marinní sedimenty jsou zde reprezentovány jílovitými pískovci a písčítými jílovci. Sladkovodní cenoman byl zjištěn archivními sondami v centru odkaliště v podobě černých slídnatých písčítých jílovců. Spodní turon je vyvinutý v podobě pískovců a jílovců, střední turon tvoří šedé slínovce lokálně s glaukonitem. Svrchní turon je reprezentován šedými až zelenavými jíly, které plynule přechází do šedých slínů a do glaukonitických slínovců. Výše se vyskytují slínovce a vápence, místy i coniacké rohatecké vrstvy. Dle stratigrafického členění spadají výše popsání horniny do jizerského (turon), resp. teplického souvrství (coniak).

Terciální sedimenty tvoří převážnou část předkvartérního podkladu a vycházejí na povrch zejména v sz. části zájmové stavby. Relikty oligocénu byly archivními sondami zastiženy v centru pánve ve formě písků. Na ně nasedá miocenní sedimentace po stratigrafickém hiátu – jedná se o komplex neogenních hornin vulkanogenního původu, tvořených tufy a tufity, místy bazalty, v z. části zájmové oblasti figurují jako přímé podloží uhelná série. Nad vulkanity se vyskytuje souvrství podložních jílovců a písků, jehož svrchní část je tvořena šedými jíly s četnými uhelnými

polohami a tzv. bazální slojkou. Uhelná sloj dosahovala před vytěžením v centru ložiska mocnosti až 24 m. Nad slojí se nachází souvrství nadložních jíílů a písků.

Předkvartérní podklad je zakryt v širším okolí stavby převážně eolickými, deluviálními a fluviálními sedimenty. Na morfologii zájmového území se významně podílí antropogenní sedimenty, představované zejména materiálem vnitřní a vnější výsypky z doby těžby uhlí, VEP a silně heterogenní materiály z doby výstavby elektrárny. Skladba výsypek je velmi pestrá, převažují pelitické sedimenty s různě mocnými, plošně omezenými polohami až čočkami štěrkopísků, uhelných jíílů a zbytků uhlí. Eolické sedimenty jsou zastoupeny sprašemi a sprašovými hlínami a tvoří převážnou část přirozeného kvartérního pokryvu. Charakteristickým znakem spraší je tmavší odstín (žlutozelené zbarvení) a silnější písčité příměs. Z hlediska jejich geneze lze předpokládat, že byly vyváté z okolí terciérních vulkánů.

Z širšího okolí (regionálně geologický pohled) náleží zájmová lokalita k významné tektonické struktuře zjz.-vsv. směru, oherskému riftu. Dílčí tektonické struktury nebyly v zájmovém území vzhledem k mocným kvartérním pokryvům přímo zmapovány, avšak pravděpodobný je zlom směru SZ – JV, omezující parovinu bývalé uhelné pánve. Je možné, že i původní údolí dnes již zatruběného potoka, v němž je situováno bývalé odkaliště I, je tektonicky predisponováno.

V širším okolí stavby lze rozlišit několik průběžných zvodněných horizontů podzemní vody. Horizont mělké podzemní vody se vyskytuje obzvláště ve fluviálních sedimentech (písčité štěrky). Koeficient filtrace štěrkových akumulací byl v minulosti stanoven čerpací zkouškou, zjištěná hodnota byla v řádu 10⁻⁴ m/s.

Vody z této terasy (2 až 3 m mocné) směřují generelně k JV. Plošně omezený výskyt těchto štěrků a zejména jejich překrytí převážně sprašovitými, málo propustnými zeminami, neumožňuje jejich výraznější zvodnění.

Hlubší zvodeň byla vázána na uhelnou sloj miocenního stáří. Tato voda pravděpodobně pochází z nadložních propustných štěrků a infiltruje jen v oblastech výchozů sloje pod štěrky. Výchozové partie uhelné sloje (oxyhumolitů) jsou poměrně dobře propustné. Koeficient filtrace ověřovaný archivními pracemi se pohybuje v hodnotách řádu 10⁻⁴ až 10⁻⁵ m/s. Zachovány jsou zejména při jv. okraji bývalého odkaliště II, kde byly překryty výsypkou. Další infiltrační plocha povrchu výchozů uhelných slojí byla zakryta v s. části pánve deluviálními, zahliněnými štěrky, v j. části propustnými štěrky. V čedičových příkrovech lze očekávat pouze malé množství puklinové podzemní vody srážkového původu. V místech nepropustného jíílovitého podložního souvrství nebo tufitických jíílů lze hovořit o izolátorech. Souvrství miocenních jíílů tvoří podloží fluviálních štěrků v prostoru na Z od bývalého lomu.

Křídové jílovce a slínovce nemají vlastní horizont průlinové podzemní vody. Souvrství je prakticky nepropustné, pouze v povrchových rozvolněných partiích je malé množství puklinové podzemní vody. Lokální výskyty tektonicky porušených pásem jsou méně časté, míra propustnosti je zde ovlivněna zejména charakterem výplně diskontinuit.

Vedle výše uvedených přirozených horizontů podzemní vody se v zájmovém území nachází i umělé horizonty – vody ve výsypkovém tělese a v uloženinách bývalého odkaliště. Vnitřní výsypka bývalého lomu tvoří na JV hranici bývalého odkaliště II, plynule přechází ve v. směru ve výsypku vnější, která je založena na poměrně ukloněném terénu. Dle archivních záznamů byly dříve ověřovány propustnosti výsypky zhruba 50 vsakovacími zkouškami (přípovrchové pásmo). Hodnota propustnosti byla nepravidelná, rozdělená podle charakteru nasypaného materiálu. Koeficient filtrace kolísal mezi hodnotami řádu od 10^{-4} do 10^{-6} m/s, což ukazuje na částečnou, lokální propustnost. Byl také ověřen pohyb podzemní vody směrem k V.

Stanovení hydraulických parametrů plavených zvodněných a odvodněných popelovin v zájmovém prostoru je prakticky neproveditelné. Není totiž možné vycházet ze zrnitostní analogie nesoudržných zemin a jejich vlastností – v první řadě z důvodu výrazné anizotropie komplexu popelovin. Navíc v centrální části bývalého odkaliště II (u přepadových věží), kde sedimentují nejjemnější zrnitostní frakce popelovin, je zcela setřen rozdíl mezi vertikální a horizontální propustností. Povrch plaveného popela se snižuje od míst plavících odboček směrem k přepadovým věžím a ve stejném směru se snižuje průměrná velikost zrn a tím i propustnost sedimentu. Pro ukládání stabilizátu na popelovou pláň je stále uvažováno se zachováním drenážního účinku přepadových věží a případně i s jejich zvýšením technickými úpravami. Z provedené rešerše lze předpokládat hladinu podzemní vody uvnitř úložného prostoru na kótě 253,35 m n. m. s depresní křivkou za uzavíracími hrázemi směřující k jejich patě (drénu). Průběh HPV je ovlivněn volnou hladinou u přepadových věží (Obr. 3).

V době před zahájením výstavby elektrárny a odkališť se souvislá hladina podzemní vody pohybovala v hloubce cca 0,7 až 2 m pod povrchem původního terénu. Stávající úroveň HPV v zájmové oblasti je ovlivněna původní výstavbou objektů elektrárny a především dlouhodobým a stálým čerpáním podzemních vod z drenážního systému. Současná HPV na lokalitě kolísá v hloubkách od 4 do 7 m pod úrovní dnešního terénu. Vliv čerpání se projevuje i na směru proudění podzemní vody, který je v současné době v prostoru elektrárny od SZ k JV. Těžbou, výstavbou elektrárny a následným provozováním odkališť došlo k zásadním změnám původních přirozených hydrogeologických poměrů, zejména vybudováním umělých drenážních

prvků a zatrubněním (a přeložením) původního koryta místního potoka. Dlouhodobé čerpání mělo za následek vznik rozsáhlé deprese v centru stávajícího areálu elektrárny.

Lomová těžba ponechala po obvodu jámy bývalého odkaliště II výchozové nebilanční části sloje překryté kvartérními sedimenty – především zvodnělé štěrky (na z. straně), z nichž do jámy již v době těžby přitékaly přibližně 4 l/s (v letech 1974 až 1977) až 6 l/s (1978 až 1979) podzemní vody. K přítokům docházelo podél sz. hrany lomu ve výškových úrovních 255 m n. m. (j. část) až po 261 m n. m. (s. část). Při souběhu těžby a plavení v odkališti I (1980 až 1982) se vlivem jeho průsaků zvýšily přítoky do lomu až na 14 l/s. Během těžby byla jáma odvodňována gravitačně do místní vodoteče pomocí štoly vyražené v j. části v. závěrného svahu. Před zahájením plavení popelových směsí do odkaliště II byla tato štola zlikvidována a zatěsněna. Dno jámy zde tvořily málo propustné horniny podložního souvrství a zbytky nebilančního uhlí. Svahy tvořily jíly a jílovce nadložního souvrství s vložkami uhlí nebilanční výchozové části sloje. V s. třetině jámy byly dno a svahy překryty výsypkou, stejně tak jv. část, jak již bylo uvedeno v předchozím textu. Mocnost výsypky nabývá v. směrem až 20 m, je pravděpodobně souvisle zvodněná a podzemní voda odtéká jv. směrem po ukloněné podložce původního terénu.

Z archivních materiálů z let 1989 až 1994 vyplývá, že voda v bývalém odkališti I byla v této době silně mineralizovaná, s typickým vyšším obsahem síranů, fluoridů, lithia, stroncia a arsenu, s reakcí vody slabě alkalickou. Charakter hlubšího oběhu podzemních vod bývalého odkaliště II je vázán na přirozené geochemické pozadí vlivem starých slojových vod. Podzemní vody v širší zájmové oblasti jevíly známky zvýšených obsahů hliníku, arsenu, dusičnanů, amonných iontů, manganu, síranů, fluoridů a bóru.

Následně po rešeršní části byly realizovány polní zkoušky – karotážní měření a hydrodynamické zkoušky (HDZ). Prvořadým cílem těchto terénních prací bylo získání základních poznatků o propustnosti (průtočnosti) zvodněných kolektorů. Z vyhodnocení získaných dat byly vypočteny základní hydrodynamické parametry, které posloužily jako vstupní parametry v poslední fázi prací. Závěrem první etapy bylo zhodnocení stávajících podmínek sledovaného území s důrazem na funkčnost monitorovacích vrtů, výpustí, okolních studní a vodotečí – tyto údaje byly využity pro hydrogeologický a hydrochemický monitoring zájmové stavby a následně pro matematické modelování proudění podzemní vody v saturovaném zemním prostředí.

4. Monitoring – doplnění a výsledky sledování

Hydrogeologický monitoring se sestával ze 7 HG vrtů řady PV1 až PV7 (viz Obr. 1). Z výsledků první fáze vyplynula místa vhodná k jeho doplnění. Ve druhé fázi prací byly vybudovány celkem tři nové hydrogeologické pozorovací vrty. První vrt – HJ1 – byl umístěn vně bývalého odkaliště I, v místě předpokládaného přítoku vod, HJ2 byl proveden v bývalém odkališti II a třetí vrt, HJ3, v předpolí bývalého odkaliště II (poloha jednotlivých sond je zřejmá z Obr. 1).

Hloubky jednotlivých vrtů a rozsah perforované výstroje korespondovaly s účelem jednotlivých typů sledovaných podzemních vod – vrt HJ1 byl vystrojen do hloubky 15 m a postihl kvartérní zvrdeň. Vrty HJ2 a HJ3 monitorují celý profil stavby, ukončeny byly u dna jednotlivých staveb, v úrovni 23 m, respektive 40 m od povrchu terénu.



Obr. 3 Realizace vrtu HJ2, v pozadí přepadové věže.

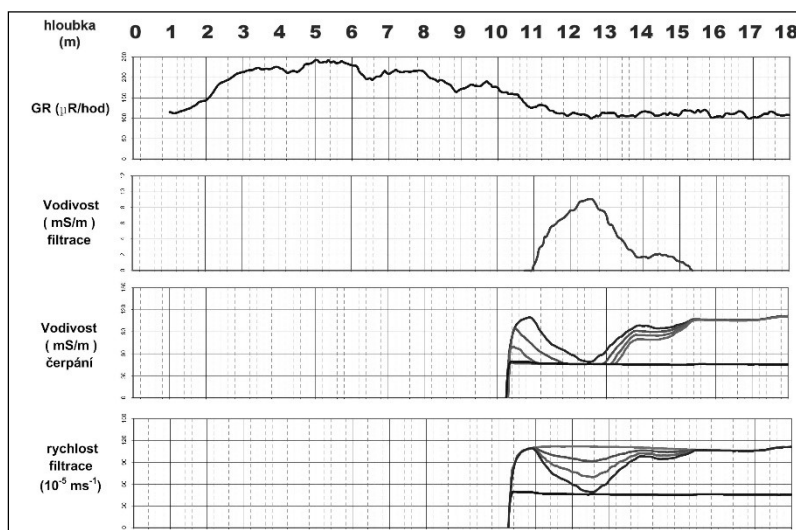
Hydrogeologické pozorovací vrty byly provedeny pomocí technologie rotačního vrtání s jednoduchou jádrovkou, osazenou roubíkovými korunkami v řezných průměrech 220 až 175 mm. Vrtání bylo prováděno bez použití vrtného výplachu (nasucho), po odvrtání konečných hloubek byly pozorovací hydrogeologické vrty vystrojeny pažnicemi HDPE 125/7,1 mm spojovanými závity (definitivní výstroj) a osazeny ochranným ocelovým zhlavím. U každé sondy byl proveden geologický popis jádra se záznamem o naražené HPV. Zároveň byly uskutečněny odběry neporušených a poloporušených vzorků zemin pro laboratorní stanovení základních fyzikálně-

mechanických a geotechnických parametrů, které byly využity ve třetí fázi prací – matematickém modelování.

Vrty HJ2 a HJ3 (umístěné v bývalých odkalištích I a II) byly vystrojeny měřidlem pórového tlaku (MPT), které bylo osazeno pode dnem úložných prostorů. Následně byla sonda nad čidlem MPT zatěsněna. Toto řešení umožnilo měřit pórový tlak vody v oblasti pode dnem stavby (nepřímé stanovení úrovně HPV na bázi bývalého odkaliště) pomocí čidla MPT a zároveň dokumentovat úroveň HPV v tělese hladinoměrem uvnitř vrtu s možností odběru podzemních vod pro následný hydrochemický monitoring.

V rámci doplnění monitoringu zájmové lokality bylo realizováno karotážní měření v nových hydrovrtech a HDZ (čerpací a stoupací zkoušky). Ověřovací HDZ měly za účel získání základních poznatků o propustnosti, respektive průtočnosti zvodněných kolektorů a zároveň byly vypočteny základní hydrodynamické parametry (hydraulická vodivost – koeficient filtrace a koeficient průtočnosti).

Cílem základního karotážního měření bylo lokalizovat přítoky do jednotlivých hydrovrtů a zjistit koeficient filtrace daného geologického prostředí za pomoci rezistivimetrie – metodou ředění označené kapaliny v přirozeném stavu a při konstantním čerpání (Obr. 4).



Obr. 4 Vyhodnocení karotážního měření (vrt HJ3.)

Po dokončení nových pozorovacích sond byl zahájen hydrogeologický a hydrochemický monitoring stavby (jeden hydrogeologický rok). V rámci něj byly v měsíčních intervalech měřeny HPV společně s laboratorním stanovením – chemickými rozbory podzemních a povrchových vod v oblasti zájmové stavby a jeho

přílehlém okolí (ve čtvrtletních intervalech) těchto ukazatelů: pH, Al, B, Li, Sr, V, RAS a CHSKCr. Tyto parametry podzemních vod byly doplněny při zahájení monitoringu jednorázovým úplným chemickým rozbohem (ÚCHR) pro ověření typu a charakteru vod zájmové stavby.

Závěry z ročního sledování úložiště lze shrnout následovně.

Povrchové vody vykazují zvýšenou celkovou mineralizaci, vysoké obsahy síranů, fluoridů a bóru.

Podzemní vody na přítoku do zájmové stavby jsou charakterizovány vyšší celkovou mineralizací, mají vyšší obsahy Al, síranů, fluoridů, dusičnanů a amonných iontů. To lze vysvětlit procesem vyluhování stařin (slojových vod) díky nízkému pH (Al, sírany), původ kontaminace dusičnany a NH_4 je pravděpodobně vázán na zdroje znečištění z okolních obcí.

U vod vytékajících ze zájmové stavby byly zaznamenány zvýšené obsahy zejména rozpuštěných látek a fluoridů.

Sezónní průběh úrovní HPV v jednotlivých hydrovrtech odpovídá charakteru vystrojených horizontů, tj. mělkému přípovrchovému oběhu a hlubšímu oběhu podzemní slojové vody. Při porovnání s údaji dat ČHMÚ lze konstatovat jistý vliv atmosférických srážek na vodní režim, u pozorovacích sond se dotace atmosférických srážek projevuje s cca 1 až 2 měsíčním zpožděním na pohybu úrovně HPV. Pozorovací sondy, které se nacházejí na výsypkovém tělese, shodně zaznamenaly mírný nárůst v úrovni HPV. Je vysoce pravděpodobné, že se jedná o postupné ustalování podmínek ve výsypkovém tělese.

Vyhodnocení ročního kontrolního sledování bývalých odkališť lze shrnout tak, že výše uvedené skutečnosti bez významných odlišností korelují s HG a geochemickými poměry dokumentovanými v rámci předchozích studií, polních a laboratorních zkoušek.

5. Matematický model

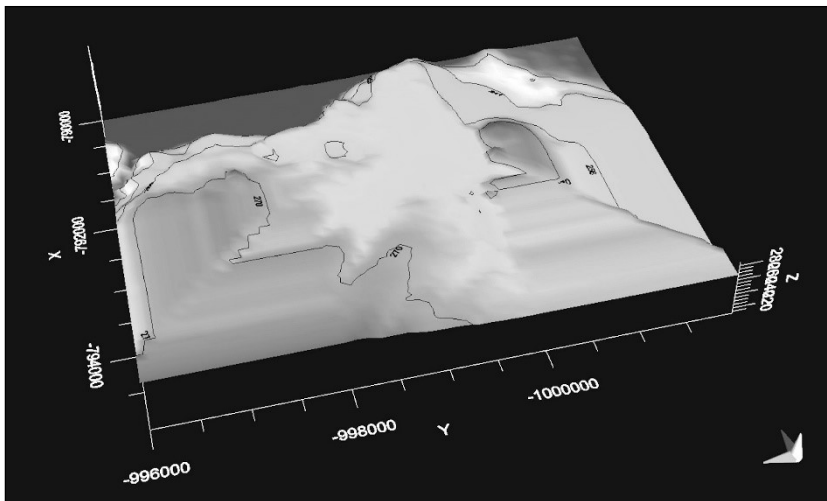
Na základě zjištěných údajů z první a druhé fáze prací byl ve třetí etapě prací vypracován matematický model zájmové stavby.

Nejprve byl vytvořen geologický, resp. hydrogeologický prostorový model zkoumaného území, zejména na základě geologické dokumentace archivních a nových vrtů, podrobných geologických a historických map a důlních mapových podkladů. Dále byla vytvořena databáze pozorovacích a stavebně-technických

objektů v širším okolí stavby (hydrovrty, hrázový systém, drenážní systém, zatrubnění potoka, přepadové věže, jímací a čerpací objekty a domovní studny).

Poté bylo možné přistoupit k vytvoření konceptuálního modelu zadáním výše uvedených dat a faktorů, společně se vstupními parametry, které byly získány laboratorním stanovením zemin v rámci druhé fáze prací. Do řešeného konceptuálního modelu tak mohly být zavedeny materiálové charakteristiky modelových zemin, odpovídající nejpravděpodobnějším hodnotám ve sledované lokalitě, přičemž nejpodstatnějším parametrem byl koeficient filtrace, získaný nejen z laboratorních rozborů (zkoušek propustnosti a odvozením ze zrnitostních křivek), ale také z první fáze prací – z čerpacích zkoušek a karotážních měření. Geologický, resp. konceptuální model byl tvořen následujícími modelovými zeminami: kvartérními sedimenty – fluviálními štěrky a sprašemi, uhlím, podložními jílovcí a slínovci, materiálem výsypky, popílkem a stabilizátem (Obr. 5).

Samostatným problémem bylo stanovení hydraulických parametrů popelovin. Ze zkušeností z jiných obdobných oblastí je známo, že čerpacím pokusem ověřované koeficienty filtrace ve zvodněném popelovém tělese v analogických podmínkách vykazovaly několik desítek metrů od sebe rozdíly v jednom až dvou řádech. Rozdíly mezi koeficienty filtrace v horizontálním a vertikálním směru mohou být dokonce až stonásobné (větší propustnost je ve směru horizontálním než vertikálním). Při neopatrné aplikaci tak mohou být výsledky velmi zavádějící.



Obr. 5 Konceptuální 3D model.

Z uvedených důvodů byl pro úvahy zpracovávané problematiky zájmové lokality použit koeficient filtrace v hodnotě řádu 10^{-5} m/s pro prostor okrajových partií bývalých odkališť, které budou mít rozhodující vliv na řešený problém. Výše uvedená

hodnota koeficientu filtrace není použitelná v centrální části u přepadových věží, kde jednak sedimentuje nejjemnější zrnitostní frakce popelovin, a jednak zejména díky existenci volné hladiny vody v tomto prostoru po celou dobu provozu a daným podmínkám dekantace popelovin je téměř absolutně setřen rozdíl mezi hodnotami vertikální a horizontální propustnosti. Z těchto důvodů zde můžeme očekávat výrazné snížení hodnoty koeficientu filtrace po odvodnění a následné konsolidaci dotčených zemin.

Do řešeného modelu byla zavedena hodnota množství přítoků do úložného prostoru 5 l/s. Do této odvozené hodnoty nebyla zohledněna funkce drenážních prací v 80. letech v prostoru jz. až j. od bývalého odkaliště I a parciální prezenze drenážní funkce bývalé odvodňovací štoly – tento údaj je tak mírně nadhodnocený. Vliv srážkových vod v zájmové oblasti stavby je ryze teoretický a je vázán na strukturu povrchové úpravy rekultivace a vegetačního krytu. Další hodnoty nutné pro výpočet byly odvozeny s přihlédnutím k vlastním zkušenostem s ukládáním VEP.

Samotný výpočet – model proudění podzemních vod v saturovaném zemním prostředí, resp. simulace proudění podzemních vod v zájmové oblasti – proběhl na základě numerického modelování. Pro modelování byl využit program Visual ModFlow Flex. Před spuštěním samotného výpočtu bylo nutné transformovat konceptuální model do numerického, implementací výpočetní 3D sítě a přiřazení příslušných vstupních parametrů dílčím modelovým zeminám. Po zavedení relevantních okrajových podmínek, a to jak hraničních (přítoky a odtoky vod do a ze sledované oblasti), tak i počátečních podmínek (průběh HPV v zájmové oblasti), byly provedeny výpočty proudění podzemních vod.

Verifikace numerického modelu mohla proběhnout zejména díky dostatečnému množství dat získaných z realizace předchozích etap prací (primárně z měření úrovní HPV v hydrovrtech v rámci realizovaného monitoringu, včetně nově vybudovaných pozorovacích sond).

Z matematického modelování, vycházejícího z hydrogeologického modelu území, vplynuly dále prezentované závěry, navazující na předchozí výsledky získané v minulých etapách prací.

Dominantní přítoky podzemní vody do bývalého odkaliště II se odehrávají ze šterkopíkové zvodně (sz. strana), parciálně ze sv. okraje bývalého odkaliště I.

Gravitační odtok z bývalého odkaliště II je vzhledem ke hydrogeologické skladbě východní části omezen na kótu cca 246 m n. m., směr odtoku podzemních vod z lokality je k východu.

Ve variantě výpočetního modelu s nezavedenou vstupní podmínkou čerpání vod z přepadových věží, je výsledný průběh hladiny podzemní vody v bývalém odkališti nepravidelný, mírně ukloněný od Z (úroveň cca 255 m n. m.) k V (pokles na kótu cca 246 m n. m.).

Přelivná hrana mezi oběma bývalými odkališti se nachází v nejnižším místě linie vzájemného kontaktu, a to na kótě cca 242 m n. m. Od této výškové úrovně je umožněna hydraulická komunikace obou bývalých odkališť, nejspíš tak dochází k oživení stagnujícího hydraulického režimu v bývalém odkališti I. Za předpokladu, že se bude hydraulický spád s pokračujícím ukládáním VEP do bývalého odkaliště II mezi místem dotace a místem odvodňování zvětšovat, zvýší se tím rychlost proudění při dně bývalého odkaliště I.

Pokud by v budoucnu došlo k omezení či zrušení trvalého drenážního účinku přepadových věží, mohlo by dojít ke vzduť hladiny vody ve středu bývalého odkaliště II.

6. Závěr

Ve třech na sebe navazujících fázích byly postupně realizovány práce rešeršní, doplněné o terénní zkoušky, vytipování a následné vybudování doplňujících prvků monitoringu, dlouhodobé kontrolní sledování stavby, které zahrnovalo zejména pravidelné měření úrovně HPV a zjištění chemismu vod laboratorními rozbory, a v poslední etapě byl realizován matematický model zájmové stavby.

Obě úvodní fáze prací směřovaly k získání ucelené představy o HG a hydrochemických poměrech lokality se získáním dat potřebných pro simulaci proudění podzemních vod pomocí matematického výpočetního modelu. Po zavedení relevantních okrajových podmínek, byly uskutečněny výpočty proudění podzemních vod. Srovnáním s výsledky získaných z monitoringu stavby, provedeného v rámci druhé fáze prací, byl numerický 3D model verifikován.

Sestavený matematický model bude možné použít pro další dílčí výpočty, které budou simulovat možné varianty řešení sledované stavby a vliv na proudění, respektive chemismus podzemních vod. Takovým příkladem jsou otázky ukončení plavení VEP (pokles dotace vody do úložného prostoru), navýšení kapacity stavby, zvyšování či snižování volné hladiny vody v zájmové oblasti atd.

Zároveň bude možné výsledky průběhu HPV z jednotlivých variant výpočtů přenést jako počáteční podmínky do stabilitně deformačních výpočtů.

3.12. Využití výsledků z realizace monitorovacích sond pro geotechnické posouzení stavby

Using the results of the realization of the monitoring boreholes for geotechnical evaluation of the construction

Abstract

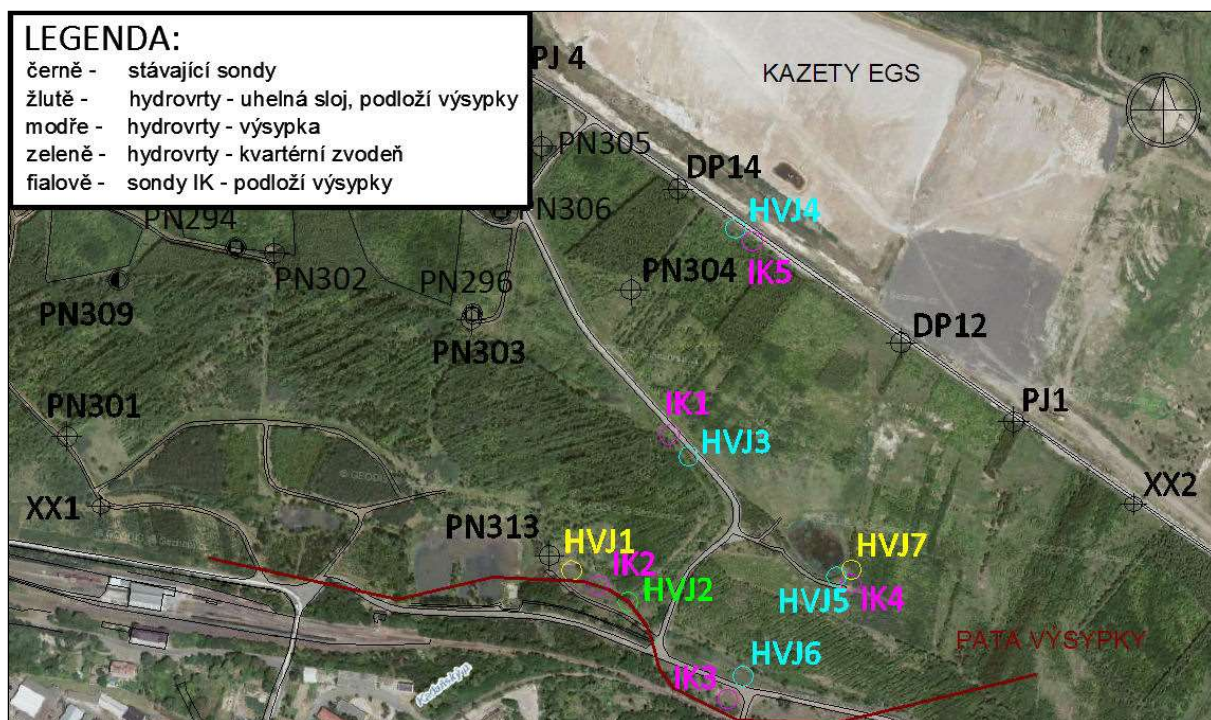
Observed building is located in the area of a former coal mine and internal spoil heap body, where side energetically products from a nearby power plant are stored. At present, a proposal for increasing the storage space (increase in maximum height), which will bear some geotechnical risks. is being prepared. Before considering the construction's suitability, a present monitoring system was amended by inclinometer and hydro-geological borehole for monitoring the movements and a level of groundwater in the neighboring soil, bedrock, inner spoil heap and in the coal seam. At the same time, new boreholes were placed in such position to detect the most critical areas (further evaluated computing cross-sections). This has enabled not only mathematical modeling with exact initial conditions but also it will enable the verification of these calculations (comparison of measured and modeled results - displacements, strains and levels of GWL). Specifying the crossing zone in the subsoil spoil heap including the determination of shear parameters for the particular soil and the position of the GWL was also fundamental in the mathematical modeling. Therefore, a geological description of the cores and taking samples of intact and partly damaged pieces of soil were conducted while implementing new monitoring boreholes. Subsequently, laboratory tests were carried out to further specify initial parameters of soil needed for the exact calculations. The calculations were conducted using the finite element method - Mohr Coulomb deformation model (including advanced constitutive relationships). In the framework of the solution, the results of so far conducted monitoring and its relevant complements were considered. Those factors which had the greatest impact on the stability and the deformation of the designed construction were examined via modeling of different varieties of transition boundaries of different layers (especially the transition zone) and levels of HPV and via combining modified parameters of shear strength in the transition zone. The most suitable space solution for the construction and geotechnical recommendations (warning status) for further monitoring of the construction were proposed based on gathered results.

1. Úvod

Výsypkové těleso a následný úložný prostor jsou ve své podstatě nezahnutněné násypy ze sypaniny složené převážně z úlomků jílovců (výsypka) a vedlejších energetických produktů (VEP). Tento materiál při zatěžování vlastní vahou prochází několika strukturními změnami. Nejprve má charakter propustné partikulární sypaniny. Při dalším zatěžování se mezery uzavírají, úlomky se spojují, vytváří se souvislé kontinuum, v němž se uplatňuje jak tlak vzduchu, tak i tlak vody. Tento proces je komplikován větráním uložených zemin a jejich měkknutím při průsaku vody sypaninou, a to zvláště v prvním období po uložení.

Je zřejmé, že obdobně jako v případě skrývkových zemin půjde především o možnost ovlivnění stability výsypkového svahu účinkem postupného zvyšování úrovně vody. Dalším významným problémem je izolace průniku vod ze sloje (či stařin). Průsak vody horní vrstvou výsypky o mocnosti průměrně do 15 m je dán jejím granulačním charakterem a spojitou mezerovitostí. Dlouhodobější vliv této vody na pevnost výsypkové zeminy lze sledovat především v místech, kde rozhraní s výrazně méně propustnými nižšími polohami výsypky tvoří bezodtokovou depresi. Většinou je poloha hladiny vody v této poloze volná a v rozsahu vlivu vody obvykle dochází k poklesu smykové pevnosti, která je daná především snížením pevnosti úlomků vlastní sypaniny. Přirozeně to platí jen potud, pokud sypanina nebyla prohnětena po prosycení vodou a např. lokálními smykovými deformacemi. Diskutabilnějším prvkem jsou hlubší polohy výsypkových zemin.

V souvislosti s postupným navyšováním (zvýšení mocnosti VEP) dojde s vysokou pravděpodobností k nadržování mělké podzemní vody v ukládaných zeminách a k celkovému nárůstu úrovně HPV. Zvýšená hladina podzemní vody může následně iniciovat svahové pohyby.



Obr. 1 Zájmová oblast, včetně vyznačení polohy monitorovacích sond.

2. Popis stávajícího stavu

Vlastní zájmové území (obr. 1) zaujímá část bývalého lomu, který byl otevřen v roce 1955. Při těžbě vznikl v důsledku zvodňování z kvartérních štěrků poměrně rozsáhlý sesuv. Jeho sanace byla jedním z důvodů, proč byl při východním okraji území zájmové stavby ponechán uhelný pilíř. V současné době je lom zcela zaplněn vnitřní výsypkou. Nadmořská výška povrchu výsypky leží nad úrovní původního terénu. Nejvyšší místo zájmové oblasti leží na kótě 358 m n. m. a nejnižší bod výsypky má nadmořskou výšku 328 m n. m. Výsypka prakticky sleduje rozsah původního lomu s výjimkou severozápadního okraje, kde byly výsypkou překryty kvartérní sedimenty. Severní okraj zájmového území je zčásti lemován terénem v jeho původní podobě a zčásti i s původní geologickou stavbou.

Od roku 2002 dochází v zájmovém území k řízenému ukládání VEP, nejdříve zde probíhalo separované ukládání popela a energosádrovce a od roku 2008 dochází již k smíšenému ukládání.

Z geologického hlediska leží zájmový prostor v terciálních sedimentech s ložiskovým vývojem uhelné sloje, která je předmětem intenzivní těžby. V prostoru zájmového území tvoří podloží pánevní deprese krystalinické podloží. Okrajové části na severozápadu lomu nebyly vytěženy. Mocnost uhelné sloje v prostoru pilíře se

pohybuje kolem 10 m. Kvartérní sedimenty jsou zastoupeny štěrkopískovými údolními náplavy, štěrkopískovými deluvii a sutěmi.

Zájmové území bylo z hlediska proudění podzemní vody územím značně složitým i při neovlivněném stavu. Přítoky z krystalinického podloží sytily kolektory kvartérních sedimentů a sutí na úpatí Krušných hor. Propustné tektonické poruchy mohou přivádět vodu do slabě propustných kolektorů v podloží pánve, respektive slojových kolektorů. Zásadní změnu v režimu podzemních vod způsobila těžba uhlí provozovaná prakticky od minulého století. Změnu režimu působí také provoz odkališť s jímáním průsakových vod.

Měřené úrovně hladin podzemní vody ve vrtech v zájmovém území lze interpretovat jako dvě zvodně. První zvodeň je tvořena vodou infiltrovanou ze srážek, která více méně kopíruje povrch výsypky a uložených VEP v závislosti na stáří uložených zemin a tím i v závislosti na době sycení srážkovými vodami. Tato zvodeň může být ovlivňována svahovými pohyby. Druhá zvodeň je obsažena v kolektoru podložního horninového komplexu. Vody z kvartérních štěrků proudící od úpatí Krušných hor k jihu zasakují pod okrajem převýšené výsypky do výchozů uhelné sloje a zbytků sloje ve dně. Na bázi výsypky se tím vytváří napjatý horizont oddělený od povrchového volného horizontu v nekonsolidované poloze izolátorem zemin konsolidované části výsypkového tělesa.

Před zahájením ukládání VEP, bylo provedeno základní stabilitní posouzení při vyplnění prostoru, které dokumentovalo, že při vyplňování prostoru nehrozí nebezpečí sesuvů vnějších svahů výsypky, tj. ohrožení staveb a zařízení při její patě s výjimkou jižního svahu převýšené výsypky, kde pro stav po zaplnění úložného prostoru vycházel svah při použití reziduální smykové pevnosti jako nestabilní. Použití reziduální pevnosti bylo motivováno skutečností, že v roce 1989 se v tomto prostoru odehrály sesuvné jevy, které byly následně sanovány.

Geologická, či spíše geotechnická, situace výsypky je poměrně složitá. Pod samotnou výsypkou byl vybudován drenážní systém zasahující až do krystalinického podkladu, jenž je však v současné době již nefunkční. Výsypka je nasypána z velmi různorodého materiálu, kdy zejména materiál z vyšších skrývkových řezů s velkým obsahem hrubozrnných částic snižuje stlačitelnost a zvyšuje propustnost výsypky. Dá se tedy předpokládat, že tyto části výsypky mohou sloužit jako kolektory podzemní vody. Tento materiál je však prakticky nemožné přesněji lokalizovat. Další anomálií je výskyt bývalých cest, jejichž povrch byl zpevnován erdbrandtem a dalšími špatně stlačitelnými materiály. Tyto oblasti mohou tedy také sloužit jako kolektory a snižovat stlačitelnost. Výskyt těchto materiálů je možné očekávat zejména poblíž

styku výsypky s podložím. Na tomto kontaktu je také možné očekávat nevytěžené zbytky uhelné sloje.



Obr. 2 Realizace sond.



Obr. 3: Detail vrtného jádra.

Ukládání vedlejších energetických produktů do zájmové oblasti bylo zahájeno v roce 2002. V rámci ukládání došlo k vybudování rozsáhlého monitorovacího systému, který byl zejména v souvislosti s navýšením мощности VEP a dřívějším stabilitním problémům v roce 2013 rozšířen (obr. 2 a 3). Doplnění monitorovacího systému respektovalo umístění stávajících prvků monitoringu zájmového prostoru jižního předpolí stavby. Nově vybudovaný monitorovací systém byl v souladu s projektem geologických prací tvořen hydrogeologickými pozorovacími vrty a inklinometrickými sondami. Pozorovací hydrogeologické vrty slouží jak pro monitoring úrovně podzemních vod v prostředí výsypky, tak úrovně hlubšího oběhu hladiny podzemní vody v podloží výsypky, včetně zachované uhelné sloje. Zároveň mohou sloužit pro dynamický odběr vzorků podzemní vody pro následné hydrochemické sledování zájmové stavby. Inklinometrické sondy postihují svým profilem celou mocnost výsypky (pokud byla zastižena) a jsou ukončeny v její podložce, resp. v terciálních horninách v přirozeném uložení – IK sondy tak slouží obzvláště pro geotechnický monitoring celého výsypkového tělesa (sledování hloubkového průběhu horizontálních deformací). Na vzorcích zemin byly stanoveny základní parametry zemin (objemová hmotnost, vlhkost, klasifikace a indexové charakteristiky), na vybraných vzorcích byl stanoven oedometrický modul přetvárnosti, smykové parametry a laboratorní propustnost.

3. Vstupní parametry

Protože se pro jednotlivé výpočetní kroky měnily materiálové charakteristiky (kalibrace modelu, rozdílné konstitutivní vztahy, viz dále) nejsou zde pro přehlednost uvedeny. Ve výpočtech byly použity následující zeminy: podloží, konsolidovaná výsypka, nekonsolidovaná výsypka, reziduální výsypka, přechodová zóna, kvartér, uhelná sloj, uhelný pilíř, popílek a energosádrovec.

V místech, kde byl v minulosti zaznamenán sesuvný pohyb, byly pro vrstvu nekonsolidované výsypky použity reziduální hodnoty smykové pevnosti. Vrcholové hodnoty smykové pevnosti u nekonsolidované výsypky nejsou jednoznačně dány. Nekonsolidovaná (průvzdušná) poloha výsypky není nic zcela konstantního. Většinou mívá mocnost kolem 15 až 20 m, byly však zaznamenány i hodnoty pouze kolem 5 m. U starších výsypek může být i výrazně nižší v důsledku uplatnění smykové kontraktance během creepu, použitím sypaniny horší kvality i např. sypáním do zvodnělého prostředí. Pak se kromě pórového tlaku od hladiny podzemní vody může uplatnit i deformačně indukovaný pórový tlak. Proto byl pro vrstvu nekonsolidované výsypky v místech bez dřívějších sesuvných pohybů zaveden následující postup: (1) byly použity vrcholové hodnoty smykové pevnosti, (2) snížena hodnota filtračního součinitele, (3) zemina měla neodvodněné chování a (4) při výpočtu nebylo ignorováno neodvodněné chování. Výpočet pak použije efektivní hodnoty vrcholové smykové pevnosti a současně si sám vypočte indukovaný pórový tlak a zahrne ho spolu s pórovým tlakem od hladiny podzemní vody do stability. Výše popsaný postup byl přijatelnou aproximací reálné zkušenosti.

V rámci prováděných výpočtů došlo k nahrazení vrstvy, která charakterizovala konečnou rekultivaci terénu (došlo ke spojení rekultivační vrstvy s vrstvou popílků). Mocnost rekultivační vrstvy je v řádu decimetrů, kdežto délka modelované vrstvy je v řádech stovek metrů. Program neumožňuje vytvoření takové vrstvy (výšková osa je příliš jemná oproti délkové ose). Z výše uvedeného nebylo v řešených řezech stavby modelováno těsnění energosádrovce. Toto zjednodušení má na řešení posouzení stability svahů, včetně deformací, zanedbatelný vliv a odchylka je na straně bezpečnosti výpočtu.

Geometrie sledované oblasti byla volena na základě rozborů archivních materiálů (průběh podložky výsypky), zkušeností se sledovanou oblastí (rozdělení výsypky na konsolidovanou a nekonsolidovanou zónu, přičemž nekonsolidovaná výsypka se vyskytuje do cca 15 m od povrchu terénu), dokumentace skutečného stavu povrchu terénu (přesné geodetické zaměření) a projektovaného stavu zájmové stavby (konečný tvar tělesa).

Průběh mělké hladiny podzemní byl modelován na základě zkušeností se zájmovou oblastí, znalostí morfologie terénu a na základě provedené analýzy realizovaného monitoringu, včetně rekognoskačí terénu. Mezi hydraulickými aktivními horizonty báze výsypky a nekonsolidované zóny výsypky s mělkou hladinou podzemní vody byl modelován lineární přechod pórových tlaků.

Pro počáteční napjatost byl určen počáteční pórový tlak od výše uvedené hladiny. Počáteční napjatost byla vytvořena z vlastní tíhy modelovaných materiálů a výše uvedeného pórového tlaku. Po vytvoření počáteční napjatosti bylo simulováno zatížení řešené oblasti.

Výpočet byl rozdělen na jednotlivé kroky, které byly navrženy v souladu s postupem stavby. To znamená, že jako první byl modelován původní terén (před zahájením těžby), následoval stav po vyuhlení, pak bylo modelováno ukládání výsypky a vybudování tělesa z VEP.

Pro každou fázi výstavby byl proveden výpočet sledující přetvoření pro statické zatížení. Zároveň byly sledovány stupně bezpečnosti (stability).

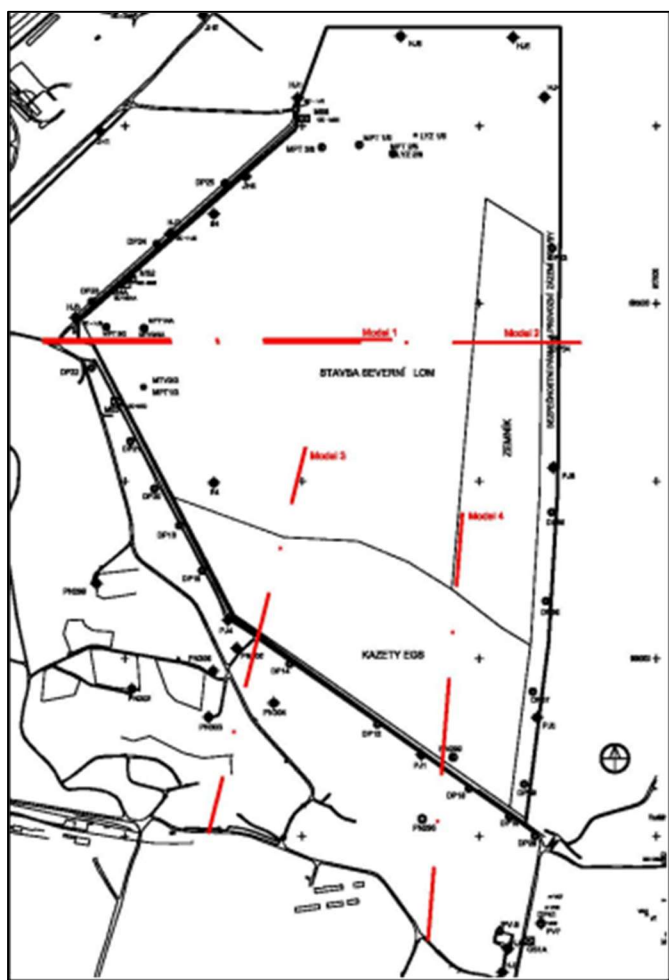
4. Matematický model

Provedení stabilitně deformačních výpočtů bylo realizováno ve třech vybraných reprezentativních profilech. Přičemž se jednalo o nejpravděpodobnější kritické profily. Celkem tedy řešeny čtyři modely: Model 1: profil Z – V; střední část při západním okraji, kalibrace modelu; Model 2: profil Z – V; prostřední část; Model 3: profil S – J, jihozápadní část a Model 4: profil S – J, jihovýchodní část (obr. 4).

Před vlastním matematickým modelováním byla provedena analýza předchozích prací, které souvisely, jak s řešenou oblastí, tak i s řešeným problémem. V prvním kroku byly stanoveny základní okrajové podmínky (hraniční a počáteční), včetně základních charakteristik modelových zemín.

Jako základní konstituční vztah byl použit Mohr-Coulombův vztah. Pokud ale chceme věrněji namodelovat geomechanické chování výsypky, je vhodné použít sofistikovanější konstituční vztahy. Pro realizované matematické modelování byly použity následující materiálové modely: podložní jílovce byly modelovány tzv. vylepšeným Mohr-Coulombovým modelem a konsolidovaná výsypka byla modelována tzv. měkkým modelem se zpevněním. Oba materiály byly modelovány jako neodvodněné, tzn. vykazující indukovaný pórový tlak. Pro tyto podstatně složitější materiálové modely bylo nutné stanovit doplňující parametry. Jedním z nich je exponent „m“, který vyjadřuje vliv úrovně napětí na velikost deformačního modulu.

Pro stanovení tohoto parametru byly použity výsledky z dříve prováděných výpočtů (výsledná hodnota „m“ byla 0,65).



Obr. 4 Situace výpočetních řezů.

Po vygenerování pórového tlaku od zadané hladiny podzemní vody byla zkonstruována počáteční napjatost modelu pomocí vlastní tíhy materiálů. Dále již probíhal vlastní výpočet.

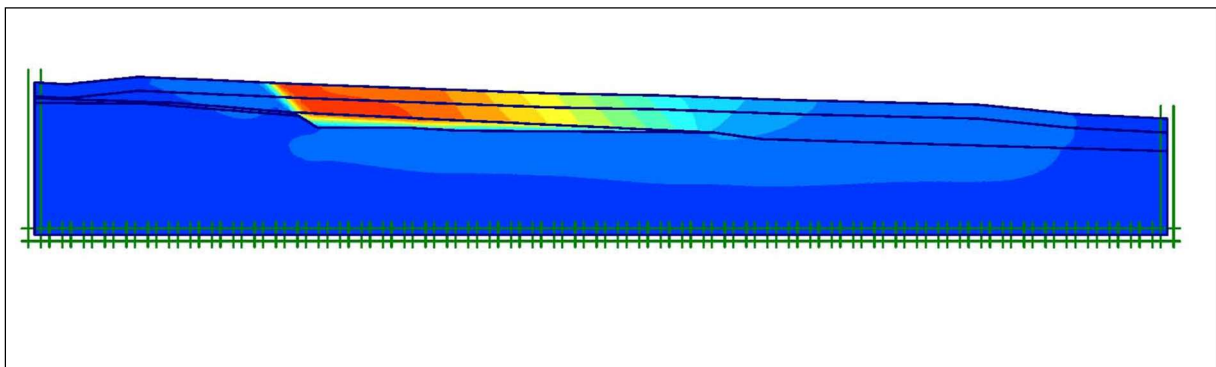
Stabilita v rámci jednotlivých modelovaných stavů byla vypočtena metodou redukce pevnostních parametrů. Při této metodě software snižuje postupně oba pevnostní parametry tak dlouho, dokud nenastane kolaps konstrukce. Stupeň stability je potom dán poměrem pevnosti aplikované a pevnosti při porušení. Tato metoda je velmi podobná metodě výpočtu stupně stability na kruhových smykových plochách.

V prvním kroku byla provedena kalibrace modelu, která vycházela z regresní analýzy sesuvu z roku 1991.

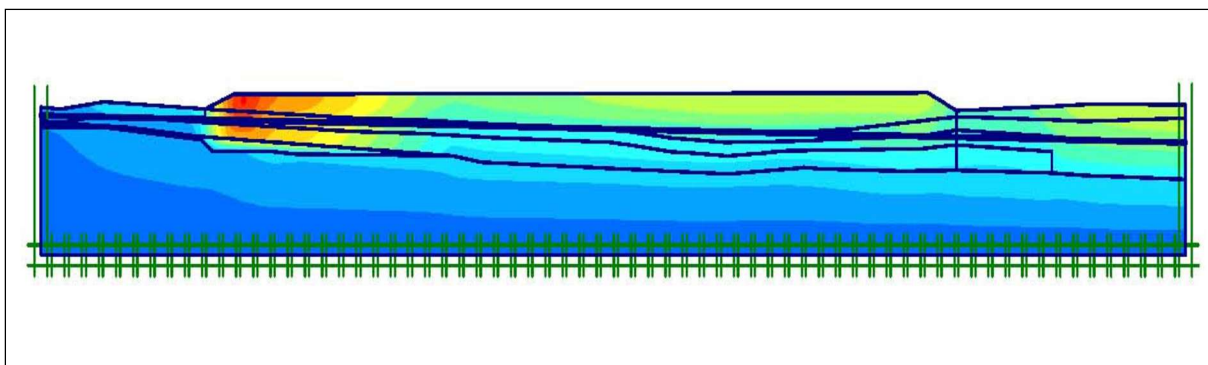
V rámci Modelu 1 byla simulována nestabilita výsypkového tělesa tak, aby bylo dosaženo kritického bodu, tj. stupeň stability rovný 1. V jednotlivých krocích byly nejdříve měněny vstupní charakteristiky zemin. Změnou parametrů výsypky bylo sice dosaženo nestabilního území, ale smyková plocha neodpovídala skutečnosti (v rámci sanace sesuvu byly realizovány vrty, které přesně identifikovaly polohu smykové plochy). Proto byla zavedena vrstva – přechodová vrstva – která odpovídala rozměklé výsypce. Následně byl svah nestabilní a smyková plocha odpovídala skutečnosti. Po realizované kalibraci modelu bylo přistoupeno k dalšímu matematickému modelování. Model 1 byl rozšířen východním směrem a byly zde zavedeny další vrstvy výsypky a následně ukládaných vedlejších energetických produktů. Jako poslední byla přidána etáž na maximální projektovou úroveň. V nejkritičtější oblasti zájmové stavby (jižní předpolí) byly řešeny dva charakteristické řezy (Model 3 a Model 4).

5. Výsledky modelových výpočtů

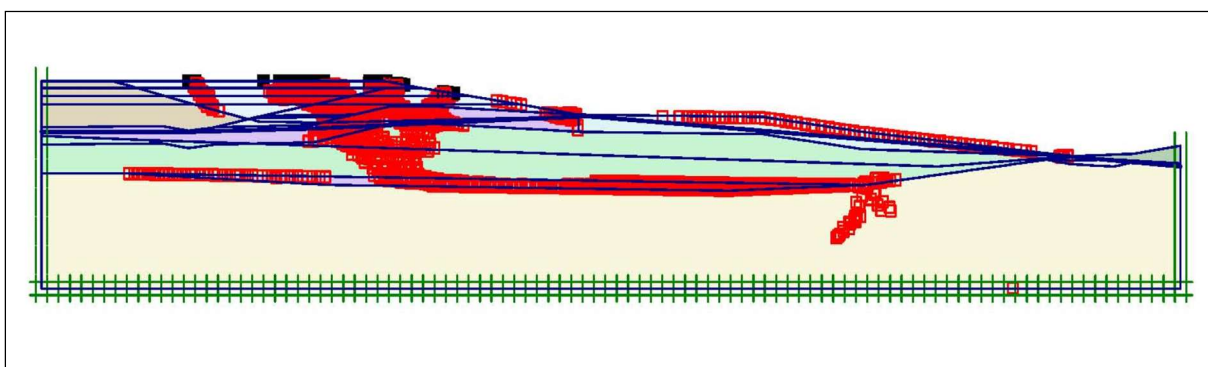
U jednotlivých modelů byly vyhodnoceny celkové posuny (včetně stupně stability), horizontální posuny, vertikální posuny a rozdělení plastických bodů, vždy ve fázi konečné rekultivace stavby (Obr. 5-7).



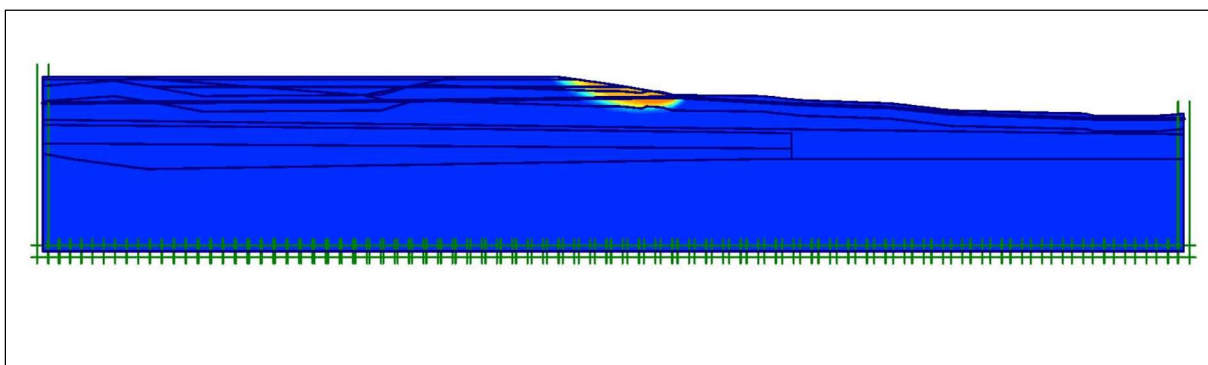
Obr. 5 Model 1 – horizontální deformace.



Obr. 6 Model 2 – vertikální deformace.



Obr. 7 Model 3 – plastické body.



Obr. 8 Model 4 – celkový stupeň stability.

Přetížení vyvolává deformace, jejichž charakter, tj. směr a velikost, je patrný z vektorů posunů. Pro analýzu deformací je vhodné rozložit posuny na vertikální a horizontální. Horizontální deformace lze interpretovat, jako roztlačování VEP do stran. Je-li povrch ukloněn, pak převažují posuny ve spádu oproti posunům proti spádu.

Celkové deformace se pohybovaly v řádu metrů a byly dány především konsolidací uložených hmot. Je nutné podotknout, že celkové deformace odpovídaly hodnotám od počátku ukládání v zájmovém prostoru a značná část posunů již byla realizována.

Realizované výpočty neindikovaly vznik tahových trhlin, respektive indikovaly zanedbatelné tahové trhliny na povrchu uložených vedlejších energetických produktů.

Pro lokální stabilitu svahů zájmové stavby je klíčový průběh hladiny podzemní vody, přičemž snížení hladiny podzemní vody je na straně bezpečné (zlepšení stability). Je nutné podotknout, že modely necharakterizovaly náhlý pokles či nárůst hladiny podzemní vody ve výsypkovém tělese a VEP. Při případném stoupání hladiny podzemní vody může dojít k lokálním ztrátám stability nejen v důsledku změny poměrů aktivních a pasivních sil, ale i v důsledku snížení soudržnosti zeminy, zejména v nekonsolidované zóně rozměknutím. Je vysoce pravděpodobné, že oba dva procesy jsou spíše z roviny teoretické, s největší pravděpodobností bude v zájmové oblasti docházet k mírnému nárůstu hladiny podzemní vody. Následně bude záležet na konečné konfiguraci výsypkového tělesa v širší oblasti a realizaci rekultivačních jezer.

Stupeň stability u Modelu 1 byl menší než 1 a znamenal nestabilní svah – cíl regresní analýzy. Stupeň stability větší než 1,5 byl dosažen u Modelu 2 a Modelu 4 (obr. 8), který je situován ve východní části jižního předpolí. Nejkritičtější oblast sledované stavby se nacházela v západní části jižního předpolí, kde byl zaveden Model 3. Dosažená hodnota stupně stability 1,2 představuje stav stabilního rizika. Zde je nutné podotknout, že největší vliv na výslednou hodnotu stability měla modelovaná přechodová zóna.

Vliv předpokládaného a v současné době predikovaného (monitoring zájmové oblasti) nárůstu mělké hladiny podzemní vody na stabilitu byl minimální. Zároveň vliv mocnosti ukládaných VEP (respektive dalšího uložení od současné doby do projektované maximální úrovně) byl ve srovnání s vlivem přechodové zóny také menší, ale ne zanedbatelný.

Pokud by nebyla přechodová zóna modelována, následně by inkriminovaný svah splňoval podmínku pro dlouhodobě stabilní svah (nárůst hodnoty stupně bezpečnosti větší než 1,5). Výskyt přechodové zóny byl založen na regresivní analýze provedené u Modelu 1 a částečně potvrzen v rámci realizace doplnění monitorovacího systému sledované stavby. Při provádění vrtných prací byla u některých sond dokumentována plastická zóna při patě výsypkového tělesa. Zároveň byly parametry přechodové zóny, zejména smykové, stanoveny na základě laboratorních rozborů zemin.

V inkriminovaném řezu se nevyskytují kvartérní vrstvy, ale těžbou narušený kvartérní

pokryv v západní a severozápadní části stavby může sytit výchoz sloje, respektive zónu mezi výsypkovým tělesem a podložím. Generelní směr proudění této zvodně je pak k jihu. Z výše uvedeného plyne, že rozsah přechodové zóny je na stabilitu zájmové oblasti signifikantní. Dalším významným faktorem, který významně ovlivňuje výslednou hodnotu stability, jsou hodnoty smykových parametrů této přechodové zóny. Z realizované citlivostní analýzy můžeme konstatovat, že největší vliv na stabilitu svahu má hodnota úhlu vnitřního tření. Přičemž jeho zvýšení je na straně bezpečnosti. Zároveň rozdíly v řádu jednotek stupňů odpovídají nárůstu hodnoty stability v řádu jednotek desetin. Je nutné podotknout, že se jedná o matematické modelování, které nenahrazuje geotechnický monitoring oblasti, ale je jeho doplňkem.

Pro eliminaci vlivu vstupních parametrů byla před vlastním matematickým modelováním provedena kalibrace modelu a kalibrace vstupních parametrů výsypky, včetně doplnění dat zejména z laboratorních rozborů zemin odebraných v rámci realizace doplňkového monitorovacího systému.

Zároveň je vhodné upozornit, že výsledné stupně stability také odpovídají zadané geometrii, respektive velikosti řešených modelů. Pokud bychom se detailně věnovali lokálním svahům, dosáhly bychom rozdílných dílčích stupňů stabilit. Respektive menších hodnot stupně stability. Proto by bylo následně vhodné realizovat detailní přepočty jednotlivých svahů s využitím dosažených a prezentovaných výsledků a závěrů.

Dalším problémem je hydrologická bilance zdrojů a odtoků podzemních vod v zájmovém území, zejména velikost infiltrace a výparu včetně definování míst s infiltrací a výparem a pravděpodobný odtok podzemních vod přes uhelný ochranný pilíř. Dále pak sledování odtoku do drážního zářezu a další jevy. Změny jednotlivých zdrojů a odtoků podzemních vod pravděpodobně způsobují výrazné změny v úrovních hladin podzemních vod, které mohou být i významnější než změny vyvolané snížením propustnosti horninového prostředí.

Specifickým hydrogeologickým fenoménem jsou zbytky uhelné sloje na výchozech a ponechaný uhelný pilíř. Po jejich přesypání jílovitým materiálem výsypky, který se po konsolidaci stává prakticky nepropustným, v nich hladina podzemní vody postupně časem stoupá a odtokové poměry se mění.

Dalším nezanedbatelným problémem, kromě výše diskutované přechodové zóny, je stanovení mocnosti nekonsolidované (průvzdušné) zóny výsypkového tělesa. Jak již bylo uvedeno, její mocnost se pohybuje v rozmezí cca 15 – 20 m od povrchu terénu a je závislá na mnoha okrajových podmínkách.

Protože je zejména stabilita výsypkových těles úzce spjata s hladinou podzemní vody, je také závislá na stanovené hodnotě filtračního součinitele jednotlivých modelovaných vrstev. Pro průvzdušnou zónu výsypky je možné využít více metod stanovení hodnoty filtračního součinitele. Při stanovení propustnosti konsolidované výsypky jsme většinou odkázáni na odběr neporušených vzorků a následné laboratorní stanovení filtračního součinitele. Výše popsané stanovení s sebou přináší mnohá rizika. Proto jsou hodnoty propustnosti konsolidované výsypky reálné v hodnotě řádu. Zároveň zde vyvstává otázka citlivosti výšky hladiny podzemní vody, která následně ovlivňuje celkovou stabilitu sledovaného tělesa, na stanovené hodnotě filtračního součinitele. Z dosud prováděných výpočtů můžeme předpokládat, že pokud je zemina (např. konsolidovaná výsypka) nepropustná, což znamená hodnota filtračního součinitele v řádu 10^{-8} m/s a méně, je další zpřesnění propustnosti zanedbatelné. Na výšku hladiny podzemní vody a směr proudění nebude mít přesnější hodnota filtračního součinitele významný vliv. S tím také souvisí rozdílná propustnost v horizontálním a vertikálním směru. Ve většině případů jsou rozdíly maximálně v jednom řádu a vliv na deformace a stabilitu tělesa je minimální.

6. Závěr

Z dosažených výsledků můžeme konstatovat, že pro jednotlivé řešené modely, kromě Modelu 3, byl stupeň celkové stability posuzovaných profilů vyšší než 1,5. U Modelu 3 byl svah stabilní, ale jeho hodnota nedosáhla požadované hodnoty pro dlouhodobou stabilitu (dle vyhlášky ČBÚ č. 26/1989 Sb). Stabilita u Modelu 3 byla primárně ovlivněna modelovanou přechodovou zónou, která byla indikována jak v rámci regresivní analýzy (Model 1), tak i částečně potvrzena v rámci doplnění monitorovacího systému.

Dosažené výsledky jsou kriticky ovlivněny výškou hladiny podzemní vody v úložném prostoru a okolní výsypce. V průběhu dalšího ukládání a při uzavírání sledované stavby, včetně rekultivace, by nemělo dojít k výraznému zvednutí hladiny podzemní vody ve sledované oblasti. Proto doporučujeme sledovat sezónní vývoj hladiny a podle výsledků monitoringu rozhodnout o případné potřebě technických opatření. Zároveň je nutné upozornit, že výpočty nenahrazují geotechnický, hydrogeologický a hydrochemický monitoring sledované oblasti a jsou jeho doplňkem.

Vysoké hodnoty deformací v oblasti porušených materiálů je třeba brát jako anomálii danou nízkým smykovým modulem. Bude nezbytné věnovat velkou pozornost analýze změn, které nastanou v rámci pokračování stavby, zejména nebezpečí ovlivnění stability některých částí výsypkového tělesa při zvýšení vztlaku na jeho bázi.

Generelní sklon svahů sledového výsypkového tělesa je poměrně mírný a lze předpokládat, že ke ztrátě jeho celkové stability nedojde. Mohlo by však dojít k vytváření drobných lokálních plošných či proudových sesuvů spojených s výrony vody, které by mohly negativně ovlivnit již provedené rekultivace. Posuny budou pravděpodobně spojeny s indikovanou přechodovou zónou, která byla dokumentována v rámci realizace nových monitorovacích sond. Při jejich budování byla jednak zpřesněna geologická stavba zájmové oblasti a zároveň došlo k laboratornímu stanovení vstupních parametrů zemin, zejména smykových.

Doplnění monitorovacího systému, včetně vhodně zvoleného umístění, druhu, počtu a vystrojení sond, bylo využito pro následné geotechnické posouzení stavby. Dále bude zahrnuto do celkového monitoringu pro následná periodická provozní kontrolní sledování zájmové stavby a pro hodnocení příslušných bezpečnostních stavů a případných rizik.

4. Závěr

Předkládaná habilitační práce Vedlejší energetické produkty v geotechnice v sobě nezahrnuje celý široký záběr zkoumání VEP. Ve své profesní kariéře jsem se například nevěnoval jejich využití v liniových stavbách a jejich použití při výrobě betonu. Můj zájem se v podstatě koncentroval na uložení VEP do prostorů po bývalé povrchové těžbě, jejich využití při sanaci a zahlazování důlní činnosti a problematice spojené s ochranou životního prostředí.

V současné době bude ve větší míře docházet k jejich opětovnému využití. Některé vedlejší energetické produkty v sobě mimo jiné zahrnují energosádrovec.

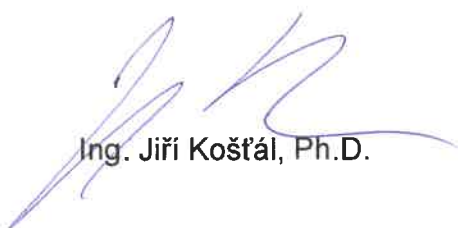
S postupným ukončováním spalování hnědého uhlí a provozu hnědouhelných elektráren bude této suroviny velký nedostatek. Zároveň v sobě VEP obsahují s nadsázkou řečeno celou Mendělejevu tabulku prvků. Jedná se například o některé vybrané kovy, jako je lithium, stroncium, vanad a další.

Postupné odtěžování a následné využívání VEP sebou ponese další geotechnické výzvy. Rád se na nich budu dále podílet a zejména využívat své pracovní zkušenosti získané při jejich ukládání.

Dalším samostatným odvětvím v rámci oboru VEP a geotechnika bude stanovení bezpečných podmínek pro následně využití oblastí kde jsou vedlejší energetické produkty uloženy. Jedná se posouzení stabilit a očekávaných deformací úložných prostorů při zakládání staveb. Zároveň zde vyvstanou otázky spojené s ochranou životního prostředí v prostorech bývalých odkališť.

Z výše uvedeného plyne, že je nutné a přínosné se věnovat nastíněným otázkám v rámci geotechniky vedlejších energetických produktů. V dalším vývoji výuky klasické geotechniky bude žádoucí se věnovat samostatným kapitolám spojeným s environmentální geotechnikou, která bude v sobě mimo jiné zahrnovat bezpečné řešení oblastí s uloženými VEP a jejich opětné zapojení do stavebnictví.

V Praze dne 16.12.2024



Ing. Jiří Košťál, Ph.D.