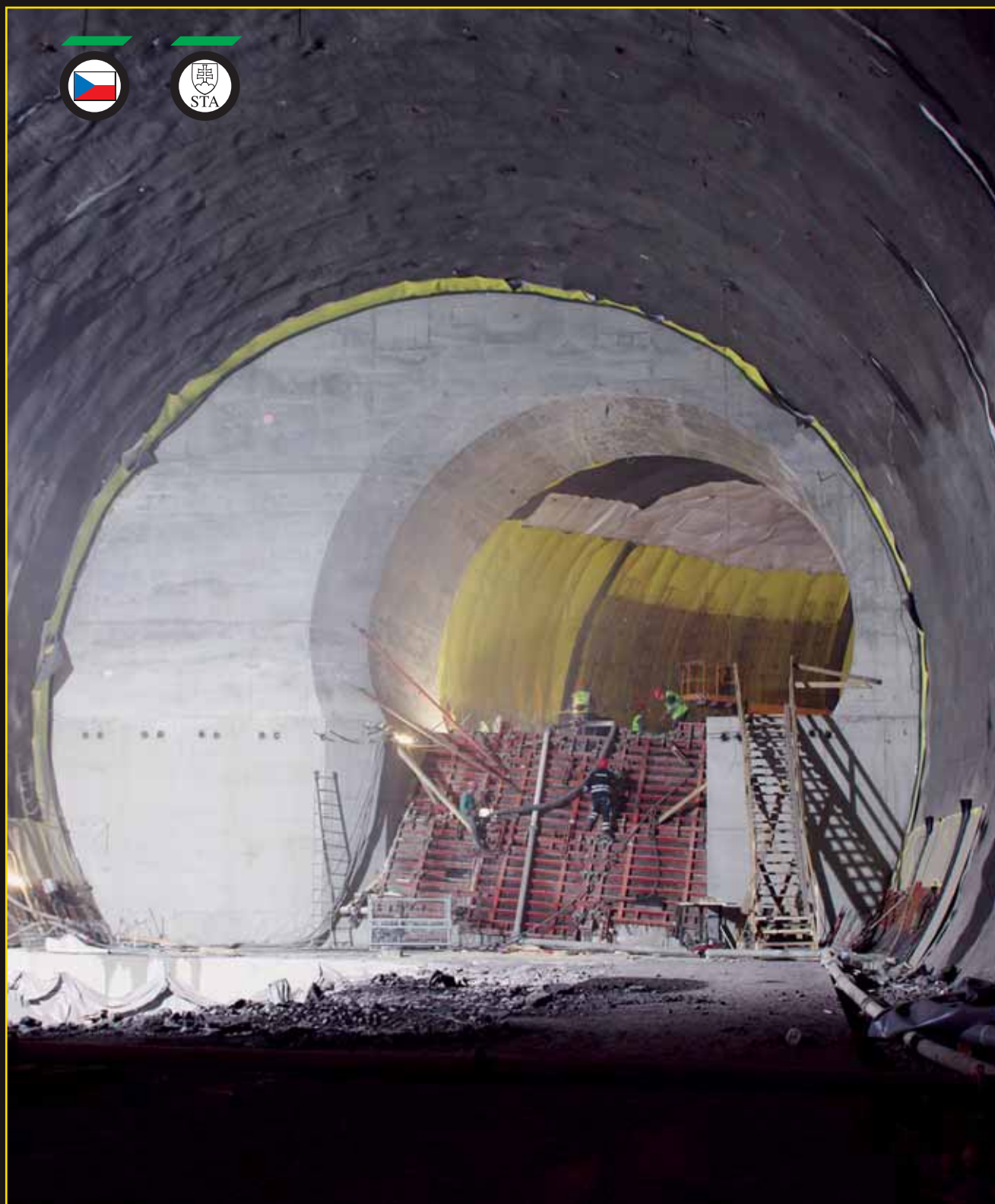


# TuNEL

č. 4  
2010

ČASOPIS ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA-AITES  
MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING ASSOCIATION AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES





## Vážení čtenáři, kolegové,

berete do rukou čtvrté číslo časopisu TUNEL, aktuálně uzavírající 19. ročník 2010.

Předkládané číslo je věnováno především dvěma významným českým odborným firmám, a to ARCADIS GEOTECHNIKA, a. s., a OHL ŽS, a. s.

ARCADIS GEOTECHNIKA, a. s., geotechnická konzultační společnost s více než 80letou tradicí je v tomto čísle reprezentována první částí rozsáhlého příspěvku zabývajícího se deformacemi povrchu terénu a zde se nacházejících objektů v důsledku mělkých ražeb. Započatý příspěvek bude dokončen v 1. čísle následujícího ročníku časopisu. Velmi zajímavé téma bezesporu přináší článek shrnující geotechnická rizika a praktické zkušenosti z výstavby tunelových staveb v geologickém prostředí flyšovských hornin. Nepříliš frekventované, ale o to víc aktuální problematice je věnován příspěvek k odhadu pravděpodobnosti selhání při ražbě tunelu.

Firmu OHL ŽS, a. s., představují články o výstavbě a problémech spojených s realizací železničního tunelu San Pedro ve Španělsku v režii mateřské větve firmy a rovněž i články o technologiích používaných vlastností při výstavbě podzemních staveb v ČR.

Záběr výše uvedených firem je v aktuálním čísle časopisu doplněn dále dvěma příspěvky dotýkajícími se zdařilých kompenzačních injektáží při výstavbě Královopolského tunelu v Brně a taktéž příspěvky o výzkumu plynopropustnosti horninového masivu pro potřeby ukládání uhlovodíků a o archeologických výzkumech při stavbě sekundárních kolektorů v Brně. Teoretické problémy při výstavbě v podzemí zastupují příspěvky týkající se využití konvergenčních měření pro 2D analýzu ražby a dále například přetvárných vlastností a stavu napětí sprážených ostění.

Zcela novou, a dosud opomíjenou problematikou v našem převážně technicky zaměřeném časopise jsou právní vztahy realizace podzemních staveb. Redakční rada považuje tento okruh problémů za velmi závažný a předpokládá, že se k němu řada autorů bude i dále vyjadřovat.

Bezprostřední uplynulé období – podzim roku 2010 – bylo z pohledu nejen českého podzemního stavitelství velmi rušné. V ČR byla v září otevřena další část pražského okruhu se třemi zbrusu novými tunely. V říjnu byl otevřen rozsáhlý tunelový projekt úspěšně realizovaný ve velmi svízelných přírodních podmínkách fy Metrostav na Islandu. V polovině října, doslova v přímém TV přenosu, celý svět se zatajeným dechem sledoval drama vyproštění 33 chilských horníků uvězněných v dole San José. Po více než dvou měsících usilovné práce zde technika zvítězila nad přírodou a operace se zdařila. O den později se zásadně přiblížil ke konečnému úspěchu sen generací švýcarských tunelářů – byl zdárně prorazen poslední úsek první trouby bazového tunelu Gotthardského.

Především dva předchozí ze světa uváděné příklady nám připomněly občas neprávem zapomínanou skutečnost, a to, že práce v podzemí, práce horníků a razičů stejně jako ostatních přidružených profesí, zůstává i nadále velmi nebezpečná. Až životu nebezpečná! Kolik scházelo k tomu, aby nikdo ze zavalených horníků již nikdy nevyšel na den. A je v tomto případě přinejmenším podivné, že prakticky v žádných médiích nebyli zmiňováni inženýři a technici, kteří je dokázali vyprostit! Tím více však byli vidět politici a tím více se mávalo vlajkami... Naopak oproti tomu bylo při závěrečné prorážce Gotthardského bazového tunelu pietně připomenuto osm lidských životů ztracených při stavbě. I to zajisté patří ke kultuře. Politické i obecné.

A jak je tomu v České republice? Bůhví proč se termín tunelování stal velmi frekventovaným především v souvislosti s různými nepravostmi a dírami do veřejného majetku. Snad proto, že jej rád používal jeden už téměř zapomenutý předseda vlády, momentálně objímající stromy na Vysočině? V Praze visí mohutný předvolební billboard, na kterém historicky první prezident této republiky sděluje, že „nevolí tunely a tuneláře...“. Pro všechny rány, to mu nedochází, jak se dotýká příslušníků jedné pradávnej a velmi nelehké stavbařské profese? Svatá Barbora (4. 12.) modli se za nás! Nezoufejme však a hleďme smělé do příštího roku.

Všem čtenářům i příznivcům časopisu Tunel proto přeji za sebe i za celou redakční radu mnoho profesionálních i osobních úspěchů v roce následujícím, v roce 2011.

*doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.,  
člen redakční rady časopisu Tunel*

## Dear readers and colleagues,

You are holding in your hands the fourth issue of TUNEL magazine, closing the 19<sup>th</sup> Year 2010.

The issue being presented is dedicated first of all to two significant Czech professional companies, ARCADIS GEOTECHNIKA, a. s. and OHL ŽS, a. s.

ARCADIS GEOTECHNIKA, a. s., a geotechnical consultancy company with an over 80-year tradition, is represented in this issue by the first part of an extensive paper dealing with deformations of ground surface and buildings found in settlement troughs induced by near-surface tunnel excavation. The continuation of this paper will be published in issue No. 1 in the following year's volume. It is beyond dispute that the topic of the next paper, gathering geotechnical risks and practical experience in driving tunnels through the geological environment formed by flysch rock mass, is very interesting. The topic of assessing the probability of failures during tunnelling operations is not approached too frequently, despite the fact that it is currently quite hot.

OHL ŽS, a. s. is introduced in the paper on the construction and problems associated with the construction of the San Pedro tunnel, Spain, managed by the mother branch of the company, and the paper on technologies used by this contractor in underground construction projects in the Czech Republic.

The coverage of the above-mentioned companies is supplemented in the topical journal issue by two papers addressing the successful compensation grouting performed during the construction of the Královo Pole tunnel in Brno, and papers on the research into gas permeability of ground mass required for the purpose of storing hydrocarbons, and on archaeological surveys during the course of the construction of secondary utility tunnels in Brno. Theoretical problems during underground constructions are represented by papers dealing with the use of convergence measurements for the 2D analysis of excavation, and the determination of deformational properties and state of stress of composite linings.

Completely new problems, which have been neglected in our mostly technically oriented journal till now, are legal relationships in the implementation of tunnel construction projects. The Editorial Board considers this circle of problems to be very significant and expects that it will be addressed by more authors in the future.

The immediate past period – the autumn of 2010 – was very busy, not only from the perspective of the Czech underground construction industry. In the Czech Republic, another part of the Prague City Ring Road project, containing three new tunnels, was opened to traffic in September. October saw an extensive tunnelling project opening to traffic in Iceland. It was successfully completed by Metrostav a. s. in very severe natural conditions. People all over the world watched, holding their breath, the drama of rescuing 33 Chilean miners trapped in the San José mine. In this case, technology defeated the nature after over two months of strained work and the operation was successful. A day later, the dream of generations of Swiss tunnellers came near to the final success – the last section of the first tube of the Gotthard base tunnel broke through.

The two above-mentioned examples from the world most of all reminded us of the sometime unreasonably forgotten fact that underground work, the work of miners, tunnellers and other associated professions further remains to be very dangerous. Even dangerous to life! How much was missing for the entrapped miners never to see daylight again. It is at least strange that in this case virtually no media mentioned the engineers and technicians who managed to rescue them! So much the more, politicians were seen, flags were waved, .... In contrast, eight human lives lost during the construction were reverently remembered on the occasion of the final breakthrough of the first tube of the Gotthard base tunnel. Even this respect undoubtedly belongs among cultural habits – both political and general.

And what is the situation in the Czech Republic? Only God knows why the term "tunnelling" has become very frequently used first of all in connection with various cases of falseness and holes dug in the public property. May it be because of the fact that it was preferred by one, today nearly forgotten, prime minister, who is currently embracing tree trunks in the Czech-Moravian Highlands? There is a large pre-election billboard in Prague on which the historically first president of our republic states that he "does not vote for tunnels and tunnellers ..." Dear me, does he not catch on to how he offends one old, very difficult civil engineering profession? Saint Barbara, pray for us! But let us not lose hope and boldly face the next year.

Therefore, I am wishing all readers and sympathisers of TUNEL journal, on behalf of myself and the entire Editorial Board, lots of professional and personal success in the year to come, the year 2011.

*Doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.  
Member of the TUNEL journal Editorial Board*





## VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL!

V čísle, které právě držíte v rukou, máte mimo jiné možnost blíže se seznámit se společností OHL ŽS, a. s., členem španělské skupiny OHL, a vybranými stavbami, na jejichž realizaci se podílí.

Akciová společnost OHL ŽS, a. s., je přímým nástupcem státního podniku Železniční stavitelství Brno, který vznikl v roce 1952 a jeho posláním bylo zajišťovat stavební práce pro tehdejší Československé státní dráhy. K 1. 4. 1992 byl státní podnik transformován na akciovou společnost, kterou v současnosti majoritně vlastní španělská skupina Obrascón Huarte Lain, S. A. (OHL).

Vnitřní organizace společnosti zaznamenala od doby privatizace bouřlivý rozvoj, kdy postupně od 35 podnikatelských středisek dospěla k současné struktuře dvou velkých oborových závodů – dopravních staveb a pozemních staveb. Bouřlivý byl i obchodní vývoj společnosti. V roce 1992 zde byla stavební společnost s ročním obrátem okolo 500 mil. Kč, v současné době je OHL ŽS, a. s., pátou největší stavební firmou v České republice s obrátem přes 12 miliard Kč.

Divize Tunely, která se zabývá zejména realizací podpovrchových staveb, je součástí závodu Dopravních staveb. V nedávné době prošla divize optimalizací počtu kapacit, aby se přizpůsobila současným možnostem daného segmentu trhu. Prostřednictvím svých středisek zajišťuje realizaci velkoprofilových tunelů, klasicky ražené štoly a kolektory, štoly ražené pomocí zeminových štítů, kopané i mechanizované protlaky, horizontálně řízené vrtnání a další specializované práce včetně souvisejícího servisu.

Uvnitř tohoto čísla naleznete dva články o zajímavých tématech a projektech, jejichž výstavbu naše společnost vedla nebo se na ní podílela. První článek je o stavbě tunelu Oeste de San Pedro, na jehož výstavbě se podílela naše mateřská firma OHL ve Španělsku. V příspěvku je popsána zásadní změna technologie ražby v průběhu výstavby, kdy bylo nutné z důvodu nepříznivé geologie původně navrženou a do provozu uvedenou technologii TBM nahradit konvenční tunelovací metodou. Ve druhém článku naleznete souhrnný přehled technologií, určených zejména pro podpovrchovou výstavbu infrastruktury. Některé tyto technologie jsou sice svými parametry mimo sledovaný rámec časopisu Tunel, ale věřím, že jejich přiblížení bude pro vás zajímavým informačním doplňkem.

Závěrem mi dovolu, abych popřál pevné zdraví nejenom vám, čtenářům časopisu Tunel, ale i oboru podzemních staveb, který se jako celé stavebnictví nachází v nelehké situaci. Věřme, že recese nebude příliš dlouhá a v blízké budoucnosti se budeme moci setkávat na zajímavých projektech jak na povrchu, tak i v podzemí.

Zdař Bůh!

## DEAR READERS OF TUNEL JOURNAL!

In the issue you are just holding in your hands, you have, among others, the possibility to get closer acquainted with OHL ŽS, a. s., a member of the Spanish group of OHL, and selected projects the implementation of which it participates in.

OHL ŽS, a. s., a joint-stock company, is a direct successor of the state enterprise of Železniční stavitelství Brno (a railway construction company), which was founded in 1952 with the mission of carrying out construction works for Československé státní dráhy (Czechoslovak State Railways). On 1st April 1992, the state enterprise was transformed into a joint-stock company, with the Spanish group of Obrascón Huarte Lain, S. A. (OHL) being currently the major owner.

The internal organisation of the company has experienced rapid development since then. It started from 35 entrepreneurial centres and gradually got to the current structure consisting of two large plants, specialised one in transport-related construction and the other one having its business in building. Even the commercial development of the company was very rapid. In 1992 it was a construction company with the annual turnover about CZK 500 million; currently OHL ŽS, a. s., is the fifth largest construction company in the Czech Republic, with the turnover exceeding CZK 12 billion.

The Tunnels Division, which most of all deals with underground construction, is part of the Transport-related construction plant. Recently this division underwent optimisation of the quantity of capacities intended to accommodate it to the current opportunities in the given segment of the market. Its departments carry out construction of large-profile tunnels, classically mined galleries and utility tunnels, galleries driven by means of earth pressure balance machines, hand-excavated and mechanised pipejacks, horizontal directional drilling and other specialist work, including services.

In this journal issue you will find two papers on interesting topics and projects, the implementation of which was managed by our company or in which it participated. The first paper is on the construction of the Oeste de San Pedro tunnel, where our mother company OHL, Spain, participated in the construction. The paper describes a fundamental change in the tunnelling technique during the course of the construction: the originally designed and already operating TBM technology had to be replaced by a conventional tunnelling method because of unfavourable geology. In the other paper you will find a summary of technologies designed first of all for underground construction of the infrastructure. Some of these technologies are outside the scope followed by TUNEL journal in terms of their parameters, but I believe that giving you an idea of them will be an interesting information supplement for you.

To conclude, allow me to wish great health not only to you, readers of TUNEL journal, but also to the underground construction industry, which is found in a difficult situation, the same as the entire civil engineering industry. Let us believe that the recession will not be too long and, in the near future, we will be able to meet at interesting projects, both on the surface and underground.

God speed you!

**ING. MICHAL ŠTEFL**

*Předseda představenstva a generální ředitel  
Chairman of the Board and CEO*



## VÁŽENÍ PŘÁTELE,

Jsem velmi rád, že máme opět příležitost představit čtenářům časopisu Tunel, co je v naší společnosti ARCADIS Geotechnika v oblasti podzemního stavitelství nového.

Podzemní stavitelství je nejdůležitější segment v naší nabídce. Od provádění či dozorování geotechnických průzkumů pro podzemní stavby, přes monitoring a geotechnické dozory v průběhu ražeb, supervizi, konzultační a expertní činnosti i provádění činností stavebních dozorů po moderní řízení geotechnických rizik.

Dlouhodobě se proto zaměřujeme i na technický rozvoj a inovace jak přístrojové techniky, tak i metodiky a matematického modelování.

Spolupracujeme přitom se špičkovými odborníky z vysokých škol. O tom, že je tato spolupráce účinná, svědčí i společně publikované články v tomto čísle časopisu, např. řešení grantového projektu č. 103/092016 *Stavební konstrukce ovlivněné podzemní činností – predikce vývoje namáhání, přetvoření a porušení*. Podporujeme také program CIDEAS – *Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí* při Stavební fakultě ČVUT a přirozeně i těžíme z jeho výsledků.

Z oblasti firemního technického rozvoje připomenu mimo jiné trvalý vývoj databázového souboru BARAB, který byl kvalitativním zlomem při geomonitoringu tunelových staveb.

Příspěvek naší firmy k rozvoji oboru podzemních staveb lze nalézt i v předpisové základně. Například jsme zpracovali Technické podmínky TP 76-C Ministerstva dopravy ČR *Provádění geotechnických průzkumů pro navrhování a provádění tunelů pozemních komunikací*, nebo Technicko-kvalitativní podmínky NDS, a. s., *Geotechnický monitoring pre tunely a prieskumné štolne*, zpracované v loňském roce pro Ministerstvo dopravy SR.

Významné jsou i práce na výzkumných úkolech. Například spolupráce na projektu ČBÚ č. 38 05 *Vedení podzemních děl v souvislé městské zástavbě – etapa monitoring tunelů*, jehož řešení skončilo v roce 2007 a na projektu ČBÚ č. 6108 *Monitoring podzemních objektů v etapě užívání*, jehož řešení končí v letošním roce.

Z projektů financovaných Ministerstvem průmyslu ČR jsme v roce 2009 ukončili řešení projektu č. 1H-PK/31 *Metody a hodnocení vlivu inženýrských bariér na vzdálené interakce v prostředí hlubinného úložiště*. Na tento úkol v současnosti navazuje projekt č. FR-T/1/367 *Výzkum vlivu mezizrnné propustnosti granitů na bezpečnost hlubinného ukládání do geologických formací*. Těmito projekty myslíme i na vzdálenější budoucnost našeho oboru.

Na závěr bych chtěl vyjádřit přesvědčení, že podzemní stavitelství se bude i přes dnešní obtíže nadále v naší republice v dalších letech rozvíjet. Jsme připraveni společně s ostatními členy naší národní tunelářské společnosti přispívat ke zvyšování kvality tohoto náročného stavebního odvětví a i nadále přesvědčovat naši odbornou i laickou veřejnost o tom, že je to správná cesta.

V roce 2009 naše společnost přijala jméno svého majoritního vlastníka, společnosti ARCADIS. Tato společnost má obrovské mezinárodní zkušenosti. V oblasti podzemních staveb tak můžeme po vstupu do této významné mezinárodní skupiny českému inženýrskému stavitelství zprostředkovat know-how z největších tunelových staveb v Evropě i v USA.

Všem čtenářům časopisu Tunel a členům České tunelářské asociace ITA-AITES přeji do příštích měsíců hodně pracovních i osobních úspěchů.

## DEAR FRIENDS,

I am very pleased to have again been given the opportunity to introduce to TUNEL journal readers what is new in our company, ARCADIS Geotechnika, in the area of the underground construction industry.

Underground construction projects form the most important segment in our offer, starting from executing or supervising geotechnical surveys for underground constructions, through monitoring and geotechnical surveillance during the course of underground excavation, supervision, consultancy and expert's activities, as well as activities in the field of client's supervision, to modern control of geotechnical risks.

This is why we even focus our efforts in the long term on technical development and innovations as far as the instrumentation, but also methodology and mathematical modelling are concerned.

In doing so, we collaborate with top experts from universities. The fact that this collaboration is effective is even proved by papers jointly published in this issue of the journal, for instance the solution to the grant project No. 103/092016 *Building structures affected by underground workings – prediction of the development of stress, strain and failure*. In addition, we support the CIDEAS, the Centre for Integrated DEsign of Advanced Structures, at the Faculty of Civil Engineering, and, naturally, we also profit from its results.

From the field of the company's technical development, I would mention, among others, the permanent development of the BARAB database file, which was a qualitative turning point in the execution of geomonitoring for tunnel constructions.

Our company's contribution to the development of the underground construction industry can be also found in the field of specifications. For instance, we prepared Technical Specifications TP 76-C of the Ministry of Transport of the CR on *Geotechnical Survey for Road Tunnel Design and Construction*, or Technical-quality specifications of NDS, a.s., for *Geotechnical Monitoring for tunnels and Exploratory Galleries*, which were prepared for the Ministry of Transport of the SR in 2009.

Our work on research projects is also important. For example, our collaboration on the ČBÚ No. 38 05 project *Driving Tunnels under Continuous Urban Development – Tunnel Monitoring Stage*, which was completed in 2007, and on the ČBÚ No. 6108 project on *Monitoring of Underground Structures during the Operation Stage*, which will be completed this year.

Of the projects financed by the Ministry of Industry of the CR, we finished in 2009 the work on the project No. 1H-PK/31 on *Methods and assessment of Influence of Engineering Barriers on Remote Interactions in the Deep Repository Environment*. The current project No. FR-T/1/367 on *Research Into the Influence of Inter-grain Permeability of Granites on Safety of Deep Storing into Geological Formations* is linked to this project. Through dealing with these projects we even keep in mind the more distant future of our industry.

To conclude, I would like to express my persuasion that the underground construction industry will further develop in the Czech Republic in the years to come, despite today's difficulties. We are prepared to contribute, jointly with the other members of the Czech Tunnelling Association, to increasing quality of this exacting branch of civil engineering and continue to persuade both our professional and lay public that this is the correct way.

In 2006 our company adopted the name of its majority owner, ARCADIS. This company has the wealth of international experience. Therefore, after entering this important international group, we can provide the Czech civil engineering with the know-how in the field of underground construction from the largest tunnelling projects in Europe and the USA.

I wish all readers of TUNEL journal and members of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association success in life and work in the months to come.

**ING VÁCLAV HOŘEJŠÍ, MBA**

**předseda představenstva ARCADIS Geotechnika, a. s.  
Chairman of the Board of ARCADIS Geotechnika, a. s.**

# DEFORMACE POVRCHU TERÉNU A BUDOV ZPŮSOBENÉ RAŽENÍM MĚLKÝCH TUNELŮ – 1. ČÁST

## DEFORMATIONS OF GROUND SURFACE AND BUILDINGS CAUSED BY SHALLOW TUNNEL EXCAVATION – PART 1

TOMÁŠ EBERMANN, ONDŘEJ HORT, VLADIMÍR KRÍSTEK, ALEXANDR ROZSYPAL

### 1. ÚVOD

Při výstavbě mělkých tunelů ve městech dochází k jejich střetům se stávající nadzemní zástavbou a inženýrskými sítěmi. Ražba tunelu, tak aby vždy byla úplně dodržena deformační kritéria platná pro nové budovy i inženýrské sítě, které se nad nimi nacházejí, by si však vyžádala zcela mimořádné náklady.

Ekonomičtější je připustit určité deformace těchto objektů během jejich podcházení podzemní stavbou a poté jejich případné zasanování do původního stavu.

Základní otázkou přitom zůstává spolehlivá předpověď jejich deformací během ražeb dotyčných podzemních děl.

Ještě důležitější je stanovení spolehlivých deformačních mezí, které je možné ještě připustit, aniž by došlo k narušení statické funkce objektů. Kritéria pro nové stavby jsou nevhodná, protože jsou navržena tak, aby nevznikala ani vzhledová poškození ani krátkodobá poškození funkčnosti. Takové typy škod lze často, při krátkodobém podcházení povrchových staveb podzemní stavbou, za určitých podmínek krátkodobě připustit.

Je přitom ovšem třeba zamezit nevratné ztrátě statické únosnosti a ekonomické náklady na sanaci částečného poškození staveb způsobené ražbou tunelu musí být podstatně nižší, než náklady na preventivní zajištění náročných deformačních kritérií platných pro nové stavby.

Základní otázky tedy zní, jaké jsou takové maximálně možné přípustné deformace, s jakou spolehlivostí je možné je předvídat a jak je kontrolovat a zajišťovat během ražeb? Tyto otázky se řeší v rámci grantu GAČR 103/09/2016 Stavební konstrukce ovlivněné podzemní činností – predikce vývoje namáhání přetvoření a porušení.

### 2. VÝZNAM POKLESOVÝCH KOTLIN A JEJICH OVLIVŇOVÁNÍ TECHNOLOGIÍ RAŽBY

#### 2.1 Vznik poklesových kotlin

Při ražbě mělkých tunelů přetváření hornin v okolí výrubu obvykle dosahuje až k povrchu terénu. Průběh poklesové kotliny, která tak vzniká, má zásadní vliv na přetváření či dokonce stabilitu stavebních objektů nacházejících se v jejím dosahu. Tvar poklesové kotliny závisí na řadě vlivů. Některé z nich jsou částečně nebo úplně v rukou projektanta či zhotovitelé firmy provádějící ražbu, jiné ovlivnit nelze.

K vlivům, které lze v určitém rozsahu měnit v době projektu, patří zejména průměr tunelové trouby, hloubka tunelové trouby pod terénem a technologie ražeb. V případě dvojice rovnoběžných tunelů i jejich vzdálenost mezi nimi.

K vlivům, které měnit nelze, patří především vlastnosti přítomných hornin, původní napjatosti, původní vodní režim a trasa tunelu, pokud je vynucená dopravním řešením. V určitém rozsahu je možné zlepšovat vlastnosti hornin injektáží, kotvami, svorníky, odvedením vody apod.

K technologickým faktorům, které při konvenčním tunelování ovlivňují průběh poklesové kotliny, patří zejména způsob členění čelby při ražbě. Svislá členění dávají výrazně menší rozsah svislých sedání povrchu území. Důležitá je také rychlost a plynulost ražby. Čím rychlejší jsou postupy, tím menší jsou zpravidla i přetvoření. S tím souvisí i doba mezi ukončením záběru a zhotovením primárního ostění. Samozřejmostí je zachovávání technologické kázně při ražbě, při zlepšování vlastností hornin v okolí výrubu, při sanační injektáži a při kotvení. Pro zvýšení účinnosti primárního ostění je třeba dosáhnout toho, aby nadvýlomy byly co nejmenší. Pokud se provádí jehlování a krátké kotvy, je žádoucí je udělat co nejrychleji po dokončení záběru.

### 1. INTRODUCTION

When near-surface tunnels are being excavated in cities, they from time to time get into collision with existing buildings and utility services. To ensure the always strict keeping to deformation criteria applicable to new buildings and the utility networks which are found above them, it was necessary to incur additional costs.

It is more economical if we admit certain deformations of these structures during the passage of the tunnel and subsequently restore the structures to the original condition.

A reliable prediction of deformations during the course of the underground excavation remains to be a fundamental question.

Even more important is the determination of reliable deformation limits which are still admissible without disturbing structural integrity of the structures. Criteria for new buildings are unsuitable since they are designed to prevent even visual damage or a short-term disturbance to the functionality. Such types of damage can be often, during short-term passing under surface structures by underground construction operations, in certain conditions, admitted for a short time.

In doing so, it is necessary to prevent an irreversible loss of static load capacity, and the economic cost of repairs of structures partially damaged by the tunnel excavation has to be substantially lower than the cost of preventative securing of the demanding criteria valid for new structures.

Of course, the basic question is: what is the maximum admissible value of deformations, what is the reliability level at which deformations can be predicted and how can they be checked on and prevented during the course of excavation? These questions are being solved within the framework of the GAČR grant project No. 103/09/2016 "Building structures influenced by underground activities – prediction of development of stress, deformation, and damage".

### 2. SIGNIFICANCE OF SETTLEMENT TROUGHS AND INFLUENCING THEM BY THE EXCAVATION TECHNIQUE

#### 2.1 Development of settlement troughs

When near-surface tunnels are being driven, deformations of ground in the excavation surroundings usually reach up to the ground surface. The curve formed by the settlement trough which develops in this process has a fundamental influence on deformations or even stability of structures found within the reach of the trough. The shape of the settlement trough depends on a variety of effects. Some of them are partially or completely in the hands of the designer or the contractor carrying out the excavation, others cannot be affected.

Among the effects which can be to a certain extent changed during the designing stage there are above all the tunnel tube diameter, the tunnel tube depth under the surface and the tunnelling technique, even the spacing of the tubes in the case of a pair of parallel tunnel tubes.

Among the effects which cannot be changed there are above all properties of the ground to be encountered, the original state of stress, original water regime and the tunnel route if it is required because of the traffic solution. It is possible to improve ground properties to a certain extent by anchors, rock bolts, diverting water etc.

The excavation sequence is the main of the technological factors which affect the development of the settlement trough during conventional excavation. Vertical sequence systems (side drifts and central pillar) provide significantly smaller extent of vertical settlement of the area surface. Excavation speed and fluency are also important. Usually the faster the progress the smaller deformations. The length of the time between the completion of an excavation round and erection of the primary lining is connected with it. Maintaining technological

K dispozici jsou i speciální technologické postupy ražby mající za cíl zmenšovat deformační odezvu horninového masivu na ražbu a zvýšit stabilitu výrubu. (Předstihové zajištění čelby mikropilotovým deštníkem, různé typy injektáže, metoda obvodového vrubu atd.) V měkkých horninách je též často přínosem vyztužení horniny před čelbou systémem vodorovných laminátových kotev. Minimalizace deformační odezvy terénu se dosáhne použitím tunelových štítů.

Skutečný průběh poklesové kotliny je tedy velmi složitý jev. Ve fázi projektu jej lze jen velmi obtížně spolehlivě předpovědět.

## 2.2 Možnosti předpovědi poklesové kotliny

Lze použít empirických i analytických metod pro stanovení rozsahu poklesové kotliny. Řada z nich vznikla pro potřeby báňského inženýrství.

Přednost je však třeba dát postupům vypracovaným pouze pro použití v tunelovém stavitelství. Některé ze starších z nich uvádí například Szechy (1973). Jiné empirické výrazy pro výpočet sednutí povrchu území nad tunelovou troubou uvádí například Leblais et al. (1999), Eisenstein (1994), Attewel, Yeates, Selby (1986) a Sagasetta C. (1987). Sakurai (1999) uvádí výpočet sednutí, který zároveň představuje limitní hodnotu pro stabilitu tunelu.

Značného rozšíření doznala ve světě v poslední době metoda Loss of Ground (Objemová ztráta horniny), Peck (1969), Cording and Hamshir (1975), Eisenstein (1994), Burland (1974, 1977). Nejnověji u nás Barták (2007).

Dnes se běžně používají i metody matematického modelování, např. MKP. Například Červenka (1992, 1998). V tom případě je pro spolehlivost výsledků klíčová výstižnost, s jakou algoritmus modelu popisuje mechanické chování horninového masivu a vstupní parametry (hodnoty mechanických vlastností hornin), které se při modelování používají. Pro úspěch je obvykle podmiňující zpětná analýza na základě přímého měření skutečného průběhu poklesové kotliny v průběhu ražby průzkumné štoly. Takový postup byl mimo jiné použit pro Královopolský tunel v Brně (Horák 2010). Pro měkké horniny se nově pro matematické modelování navrhuje používat tzv. hypoplastický model (např. Svoboda 2009, Mašín 2009).

## 2.3 Metoda objemové ztráty horniny (Loss of Ground), pozorované deformace povrchu terénu

Touto metodou se stanovuje celý průběh poklesové kotliny ve směru kolmém na směr ražby. Je také možné určit polohu inflexních bodů a tlačných i tahových oblastí v hornině při povrchu poklesové kotliny.

Loss of Ground  $V_p$  je objem horniny ztracený důsledkem posuvů horniny do čelby, nadvýmolu a přetvořením stěn výrubů dovnitř tunelu (konvergencí). Přesněji je objemová ztráta  $V_p$  definována jako „součet normálových posunutí horniny na jednotku plochy podél obvodu tunelu směrem do výrubu“. Vyjadřuje se v procentech celkové původní plochy výrubu. Konkrétní hodnoty  $V_p$  lze též použít pro posuzování míry spolupůsobení ostění s okolní horninou.

Celkový objem povrchového sednutí nad poklesovou kotlinou je označován jako  $V_s$ . Udává se rovněž v procentech původní plochy výrubu. Rozdíl mezi  $V_s$  a  $V_p$  je měřítkem pro celkové objemové přetvoření v okolí výrubu. Ve zvláštních případech, například u nasycených písků, může být  $V_s$  rovno  $V_p$ . U málo stlačitelných hornin lze předpokládat, že  $V_s$  se přibližně rovná  $V_p$ . Pro praktická inženýrská řešení lze průběh poklesové kotliny na povrchu území aproximovat Gaussovou křivkou.

Z měření na několika desítkách tunelů bylo zjištěno, že  $V_s$  pro tunely ražené bez použití tunelovacích štítů se pohybuje v rozmezí okolo 1–3 procent z plochy raženého tunelu. Pro mělké tunely v zástavbě obvykle platí, že  $V_s$  do 1,5 procenta má zanedbatelný vliv na povrchovou zástavbu a nevede k žádným škodám. Příklady zjištěných hodnot  $V_s$  a pozorovaných deformací povrchu terénu, na řadě tunelů budovaných v nedávné době v ČR, jsou uvedeny v tabulce 1.

## 2.4 Vliv polohy stavebních objektů vůči podélné ose poklesové kotliny na vývoj deformací stavebních objektů

Poloha stavebních objektů vzhledem k poklesové kotlině je důležitá pro návrh umístění měřidel na objektech. Podle polohy objektu na poklesové kotlině může totiž docházet buď k jeho vyklenování (konkávním projevům), nebo k jeho prohýbání (konvexním projevům), k naklání, sedání anebo vodorovnému posouvání nebo i k natáčení, viz obr. 1.

Poklesová kotlina má za následek nejen diferenciální sedání základů, ale i zatížení stavební konstrukce tahem a vznik vodorovných deformací. Právě vodorovné deformace jsou pro stavební konstrukci kritické (Burland, 2001). Bohužel zatímco svislá sedání již lze určovat

discipline during excavation operations, improving properties of ground surrounding the excavated opening, pre-excavation grouting and anchoring is an imperative. Overbreaks should be as small as possible so that efficiency of the primary lining is increased. If spiling and short anchors are installed, it is desirable to do it as early after the completion of a round as possible.

Special technological procedures of the excavation are available which are targeted on reducing the deformation response of rock mass to the excavation and increasing the excavation stability. (Stabilising the excavation face by a micropile umbrella, various types of grouting, pre-cutting methods etc.) In softer ground, stabilising the ground ahead of the excavation face by horizontal glassfibre reinforced plastic anchors is often beneficial. Minimisation of the deformation response of the surface can be reached by using tunnelling shields. The actual development of the settlement trough is a very complex phenomenon. It is very difficult to predict it reliably in the design stage.

## 2.2 Possibilities of predicting a settlement trough

It is possible to use empirical or analytical methods for the determination of the extent of a settlement trough. Many of them were developed for the needs of mining engineering. Nevertheless, procedures developed for applications in tunnel engineering should be preferred. Some of the older ones are quoted, for example, by Szechy (1973). Other empirical expressions for calculating the settlement of ground surface above a tunnel tube are presented, for example, by Leblais et al (1999), Eisenstein (1994), Attewel, Yeates, Selby (1986) and Sagasetta C. (1987). Sakurai (1999) presents a calculation of settlement which at the same time represents a limiting value for tunnel stability.

The Loss of Ground method has lately experienced very wide spreading in the world. Peck (1969), Cording and Hamshir (1975), Eisenstein (1994), Burland (1974, 1977). Latest in the Czech Republic: Barták (2007).

Even mathematical modelling methods are today commonly used, for example the FEM. For instance Červenka (1992, 1998). In this case, aptness with which the model algorithm describes mechanical behaviour of ground and input parameters (values of mechanical properties of ground) which will be used for the modelling is crucial for reliability of the results. A condition of success is usually a back analysis carried out on the basis of direct measurements of the actual development of the settlement trough during the course of the excavation of an exploratory gallery. Such a procedure was used, among others, for the Královo Pole Tunnel in Brno (Horák 2010). The use of the so-called hypoplastic model is newly proposed for mathematical modelling (e.g. Svoboda 2009, Mašín 2009).

## 2.3 Loss of Ground method, deformations observed on the ground surface

This method is used for determining the whole shape of the settlement trough in the direction perpendicular to the direction of the tunnel excavation. In addition, it is used for the locations of inflexion points and compressed and tensioned areas in ground at the settlement trough surface.

The loss of ground  $V_p$  is the volume of ground which is lost as a result of shifting the ground to the excavation face, overbreaks and deformation of excavation walls to the excavation interior (convergences). More specifically, loss of volume  $V_p$  is defined as “a sum of normal displacements of ground per a unit of area around the tunnel circumference in the direction to the excavated opening”. It is expressed in percentage of the total original area of the excavated cross-section”. Concrete values of  $V_p$  can also be used for assessing the rate of the composite action of the lining with the surrounding ground.

The total volume of the surface settlement above the tunnel is denoted as  $V_s$ . It is also denoted in the percentage of the original cross-sectional area of the excavation. The difference between  $V_s$  and  $V_p$  is the measuring scale for the total volumetric strain in the excavation surroundings. In special cases, for example in the case of saturated sands,  $V_s$  can be identical with  $V_p$ . As far as little compressible ground is concerned, it can be assumed that  $V_s$  is approximately identical with  $V_p$ . For practical engineering solutions, the shape of the settlement trough on the ground surface can be approximated by the Gaussian curve.

It was found from measurements on several tens of tunnels that  $V_s$  for tunnels driven without using tunnelling shields fluctuates about 1-3 per cent of the cross-sectional area of the tunnel. It usually applies

Tab. 1 Příklady zjištěných hodnot  $V_s$  a deformací na povrchu terénu  
 Table 1 Examples of  $V_s$  values determined and deformations at the ground surface

Tunel Tunnel	Technologie ražby Excavation technique	Členěný výrub Excavation sequence	Plocha výrubu (m <sup>2</sup> ) Excavated cross-sect. area. (m <sup>2</sup> )	$V_s$ (%) $V_s$ (%)	Max. hodnota sedání terénu v ose tunelu (mm) Max. settlement of ground surf. on tunnel centre line (mm)	Šířka příčné poklesové kotliny (m) Settlement trough width (m)	Vzdálenost inflexního bodu od osy (m) Distance of inflection point from centre line (m)
Krasíkov	NRTM	H	104 - 112	0,1 - 0,3	12 - 30	18 - 60	4 - 12
Valík	NRTM	K	154	0,7 - 1,3	26 - 33	90 - 100	5,4 - 8,7
Klímkovice	NRTM	H	119	--	3 - 37	80	8 - 16
Březno	MOVP	--	70	2,6	43 - 50	105 - 128	20
Březno	NRTM	H	90	2,1	45 - 53	140 - 144	18 - 35
514 Lahovice dvoupruh	NRTM	H	103	0,2 - 2,0	5 - 46	85 - 150	6 - 18
514 Lahovice double-lane							
514 Lahovice třípruh	NRTM	H	137	0,1 - 1,7	5 - 43	75 - 125	7 - 20
514 Lahovice triple-lane							
Nové spojení / New Connection	NRTM	H	92 - 109	0,1 - 0,8	6 - 35	40 - 100	7 - 10
Královo-polský	NRTM	V	124	1,2 - 2,9	40 - 73	98 - 144	10 - 20
Lalíki (*)	NRTM	H	104 - 114	0,7 - 4,2	29 - 173	36 - 42	7,5 - 8,5

Legenda: členěný výrub – H = horizontálně, V = vertikálně, K = kombinace H + V  
 Legend: sequential excavation - H = horizontal, V = vertical, K = H + V combination  
 (\*) Lalíki – Polsko  
 (\*) Lalíki – Poland

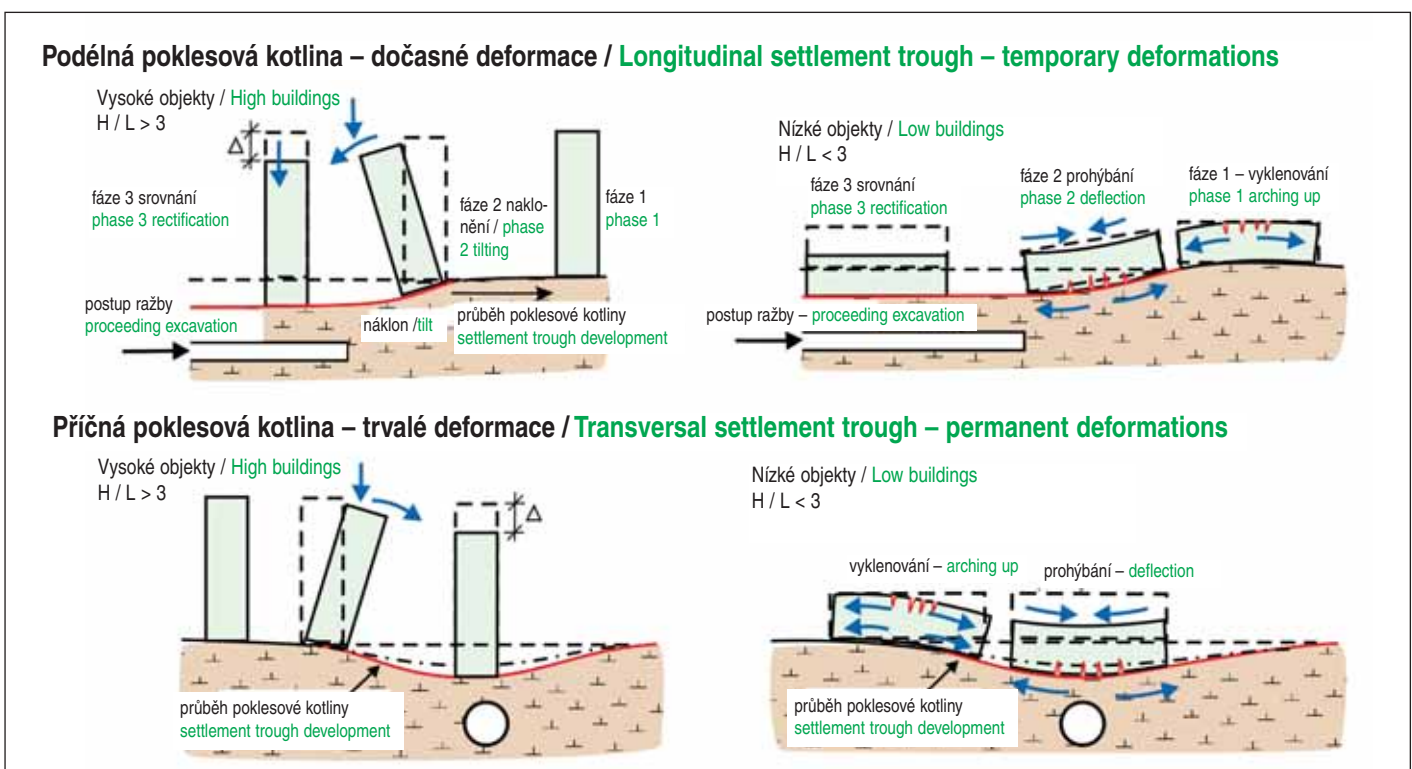
s jistou spolehlivostí a existuje řada měření jako precedens, tak prognóza vodorovných deformací je daleko méně spolehlivá a existuje i daleko méně měření, na jejichž základě by se mohly analogicky odvozovat, viz obr. 2.

Další zvláštností, kterou je třeba mít na mysli při posuzování schopností budov přenášet přetvoření způsobená vznikem poklesových kotlin, je to, že nepříznivé dodatečné sedání základů může být v některých místech poklesové kotliny dočasné a v jiných zase trvalé. Podle časového vývoje poklesové kotliny a jejího nasměrování vzhledem k posuzovanému objektu dodatečná sedání v podélném směru tunelu postupně rostou a poté se vyrovnávají. V příčném směru k podélné ose tunelu jsou dodatečná sednutí naopak trvalá, viz obr. 1.

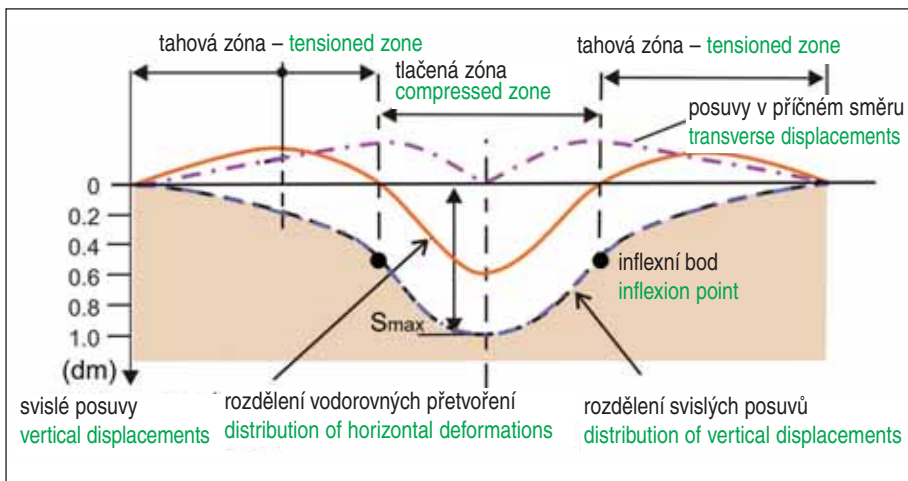
to near-surface mined tunnels in developed urban areas that the influence of  $V_s$  up to 1.5 per cent on surface buildings is negligible and does not lead to any damage. Examples of  $V_s$  values determined and deformations observed on the ground surface at many recently implemented tunnel constructions in the CR are presented in the following Table 1.

**2.4 The influence of the position of engineering structures in relation to the longitudinal axis of a settlement trough on the development of deformations of engineering structures**

The position of engineering structures in relation to the settlement trough is important for the design for installation of measuring



Obr. 1 Vliv polohy poklesové kotliny vůči stavebnímu objektu na jeho deformace  
 Fig. 1 The influence of the settlement trough position in relation to the engineering structure on its deformations



Obr. 2 Tažená a tlačená část příčné poklesové kotliny (podle Burlanda 2001)  
Fig. 2 Tensioned and compressed parts of a settlement trough (according to Burland 2001)

## 2.5 Příklad pozorovaných deformací stavebních objektů při ražbě Královopolského tunelu v Brně

Na stavbě Královopolského tunelu v Brně bylo sledováno v oblasti předpokládané poklesové kotliny tunelu 157 budov. Jedná se o typickou smíšenou městskou zástavbu se zastoupením nejrůznějších typů objektů z hlediska užívání objektů, velikosti objektů, konstrukčního řešení, technického stavu budov i vlastnických vztahů.

Podle velikosti objektu a konstrukčního typu lze budovy rozdělit do tří základních skupin:

- A – Drobné nebytové budovy. Typicky se jedná o jednopodlažní méně rozsáhlé objekty, jako jsou garáže, malé sklady a technologické budovy. Celkem 6 objektů.
- B – Rodinné domy, menší bytové a menší administrativní budovy. Jedná se o jedno- až dvoupodlažní budovy, často alespoň částečně podsklepené. Převážně cihlové zdivo, stropy většinou trámové, méně často klenuté (nejčastěji nad podzemním podlažím). Celkem 63 objektů.
- C – Velké bytové domy, školní či administrativní budovy. Jedná se o tři- až sedmipodlažní budovy, většinou podsklepené. Nejčastěji mají tyto budovy cihlové nebo tvárnicevé zdivo, v několika případech se jedná o monolitický skelet. Stropy jsou u největších budov železobetonové, v případě starších budov trámové. Ze sledovaných objektů celkem 56 budov.

Z hlediska základových konstrukcí lze budovy rozdělit do tří základních kategorií:

1. železobetonová deska – 4 objekty typu C,
2. železobetonové pasy a patky – 6 budov typu A, 4 typu B a 38 typu C,
3. cihlové nebo kamenné pasy – zbývající budovy.

Celkově lze říct, že míra ovlivnění závisí na velikosti objektu, jeho poloze vůči ose tunelu, a tedy i poklesové kotlině, začlenění do zástavby, způsobu založení, ale – podle dosavadních poznatků – ve značné míře na jeho stavebně-technickém stavu. Objekty typu A a B, jejichž půdorysné rozměry jsou zpravidla menší nebo přibližně stejné jako šířka tunelové trouby, jsou ovlivněny ražbou a poklesy v poměrně malé míře. Vliv ražby se více projevil na těch objektech, pod nimiž procházela linie inflexních bodů poklesové křivky. K nejvíce narušeným objektům typu B patří objekt Dobrovského 4, kde došlo k rozevření dilatační spáry mezi hlavní budovou a dvorním přístavkem, nebo Poděbradova 26, který byl ve špatném technickém stavu zaviněném neodborně prováděnými úpravami a přístavkami.

U objektů typu C je minimálně jeden půdorysný rozměr i několikanásobně větší než šířka tunelové trouby. Z těchto objektů jsou ražbou a poklesy nejvíce ovlivněny ty, jejichž podélná osa je orientována kolmo na osu tunelu. Jako příklad lze uvést především objekt polikliniky Dobrovského 23 a objekty v areálu vojenské polikliniky – Dobrovského 25 a Dobrovského 27. Na dvou posledně jmenovaných objektech je naprosto evidentní vliv stavebně-technického stavu jednotlivých objektů na míru ovlivnění ražbou, a tím celkové poškození. Oba objekty jsou půdorysně i výškově přibližně shodné, takže jejich poloha vůči tunelu je podobná. Nicméně poruchy na objektu Dobrovského 25, který byl postaven v horší kvalitě, jsou výrazně většího rozsahu, než poruchy na

gauges on structures. It is so because of the fact that, depending on the position of the structure within the settlement trough, the structure can arch (concave manifestations) or sag (convex manifestations), tilt, subside or be horizontally displaced or even swivel. See Fig. 1

The settlement trough causes not only the differential settlement of foundations but also the development of tensile loads acting on the structure and horizontal deformations. Horizontal deformations are most of all critical for an engineering structure (Burland, 2001). Unfortunately, while today vertical settlements can be determined with a certain degree of reliability and a number of measurements exists as a precedent, predictions of horizontal deformations are much less reliable and the number of measurements on the basis of which they could be analogically derived is much smaller. See Fig. 2.

Another distinction which must be kept in mind when assessing the ability of buildings to transfer strains caused by the development of settlement troughs is the fact that unfavourable additional settlement of foundations can be temporary in some locations of the settlement trough and permanent in other ones. Additional settlements in the longitudinal direction of the tunnel gradually grow depending on the development of the settlement trough with time and its orientation in relation to the building to be assessed; subsequently they even out. Conversely, in the direction transverse to the longitudinal tunnel axis the additional settlements are permanent. See Fig. 1.

## 2.5 Examples of deformations of engineering structures observed during the excavation of the Královo Pole tunnel, Brno

There were 157 buildings in the area of the anticipated settlement trough which were monitored during the construction of the Královo Pole Tunnel in Brno. They represented a typical mixed urban development consisting of structures of assorted types as far as the use of the buildings, their dimensions, design, technical condition and ownership relations are concerned. According to the size and structural type, the buildings can be divided into three basic groups:

- A – small non-residential buildings. Typically this is the case of single-storey, less extensive structures, e.g. garages, small stores and technological buildings. In total 6 buildings.
- B – family houses, smaller residential and smaller administration buildings. This is the case of single- to double-storey buildings, often at least partially with basements. Brickwork prevails, mostly beam-and-plank floors, arched ceilings (most frequently above basements) are less frequent. In total 63 buildings.
- C – large residential buildings, schools and administration buildings. This is the case of triple- to seven-storey buildings, most of them having basements.

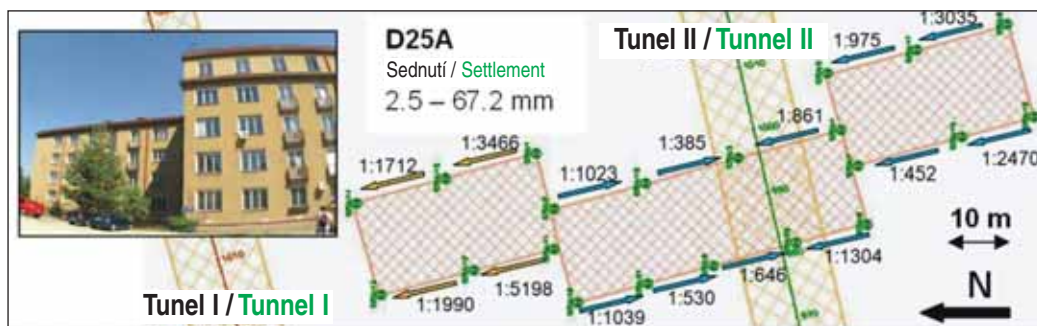
Most frequently the walls of these buildings are brickwork or blockwork, in several cases there is a monolithic frame. Floor slabs are in reinforced concrete in newer buildings, beam-and-plank floors in older buildings. In total 56 buildings of the set of buildings being monitored.

From the perspective of foundation structures, buildings can be divided into three main categories:

1. reinforced concrete slab – four C-type buildings
2. reinforced concrete strips and footings – six A-type buildings; four B-type ones and thirty eight C-type buildings
3. brick strips or stone strips – the remaining buildings

In general, it is possible to say that the degree of affection depends on the building size, its position in relation to the tunnel centre line and/or the settlement trough, the incorporation into the urban development, foundation type, but – according to the latest knowledge – to a significant degree, in a significant extent, also on its structural and technical condition. The A and B types of buildings the plan dimensions of which are usually smaller than or roughly identical with the tunnel tube width are affected by the tunnel excavation and subsidence to a relatively small extent. The influence of the construction showed more on the buildings of this type the line of inflexion points of the settlement trough passed under. Among the most disturbed





Obr. 3 Poloha objektu Dobrovského 25 vůči tunelovým tubusům  
Fig. 3 Position of Dobrovského Street No. 25 building in relation to tunnel tubes

objektu Dobrovského 27, kde samozřejmě také došlo k rozvoji trhlin, ale ty jsou menšího rozsahu a nacházejí se především v místech dilatací, apod. Dalším objektem, kde se vliv ražby objevil poměrně výrazně, byl dům Palackého 28, který nebyl několik let obýván a již před začátkem ražby se nacházel v havarijním stavu. Díky masivnímu statickému zajištění i přes poměrně výrazné trhliny na některých částech objektu (scho-diště, dvorní přístavba) nedošlo ke zřícení narušených částí.

Výše zmíněné objekty, na kterých byly pozorovány deformace a v důsledku toho i poškození, lze rozdělit podle skutečné míry poškození do čtyř základních kategorií:

- I – objekt prakticky bez poškození, nevyžaduje opravy,
- II – drobná poškození, trhliny vlasové až do šířky 1 mm, většina oprav proběhne až po ustálení veškerých poklesů, opravy budou spíše estetického charakteru (výmalba, případně zapravení některých trhlin),
- III – rozsáhlejší poškození, trhliny šířky nad 1 mm, poškození výplní stavebních otvorů, některé opravy na objektech bylo třeba provést již v rámci operativních sanací v průběhu ražeb, většinou bez operativních statických zásahů, opravy statického rázu se většinou nepředpokládají ani při definitivních opravách,
- IV – výrazná poškození, nutný operativní zásah do statiky budovy, náročnější oprava po ustálení poklesů budov.

Při tomto způsobu členění lze konstatovat, že cca 5 % ze všech sledovaných budov je v kategorii poškození IV a že cca 5 % ze všech sledovaných objektů nebylo ražbami prakticky dotčeno (kategorie poškození I).

Níže uvedené příklady jsou objekty v kategorii poškození III a IV, situovány jsou přímo nad tunely nebo v jejich těsné blízkosti. Žádný z uvedených objektů nebyl přímo ochráněn dodatečným technickým opatřením (clona ze sloupů tryskové injektáže nebo kompenzační injektáže).

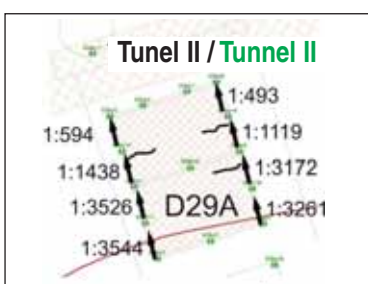
### Objekt Dobrovského 25

Jedná se o budovu obytnou a polikliniky v areálu Univerzity obrany.

Tato šestipodlažní budova s jedním podzemním podlažím a podélným nosným systémem ve všech třech traktech je založena na pásech, má železobetonové nosné stěny v podzemním podlaží, nosné cihlové zdvo o tloušťce stěn do 0,6 m v nadzemních podlažích a stropy ze železobetonových panelů.

Deformace: střední a jižní trakt byly nejvíce ovlivněny ražbou tunelu II, severní část ražbou tunelu I. Maximální sedání 67 mm a maximální náklon 1:385 byly zjištěny ve středním traktu budovy.

Poškození budovy: především ve středním a jižním traktu budovy jsou dobře viditelné dva symetrické systémy smykových trhlin na výšku všech podlaží, a to jak v nosných stěnách, tak i v příčkách. Trhliny, které jsou často průběžné i přes několik podlaží, dosahují šířky 3 mm v nosných stěnách a až 8 mm v příčkách.



Obr. 4 Poloha plaveckého bazénu vůči tunelu II s vyznačením polohy hlavních poruch a náklonů  
Fig. 4 The position of the swimming pool in relation to Tunnel II, with the locations of main defects and tilts marked in the picture

structures belong to the building No. 4 in Dobrovského Street, where an expansion joint between the main building and a courtyard annex opened, or the building No. 26 in Poděbradova Street, which was in a poor technical condition caused by unprofessional execution of repairs and annexes.

At C-type buildings at least one plan dimension is even several times larger than the tunnel tube width. Of these buildings, the most affected by the tunnel excavation and settlements are the

buildings the longitudinal axis of which is perpendicular to the tunnel centre line. As an example we can mention first of all the Dobrovského Street No. 23 building, a policlinic and buildings in the area of a military policlinic – Dobrovského No. 25 and Dobrovského 27. The influence of the structural and technical conditions of individual structures on the magnitude of the effect of the excavation and the overall damage is absolutely obvious on the two latter structures. The two buildings are roughly identical in terms of plan dimensions and heights and their position in relation to the Tunnel I is similar. Nevertheless, defects observed on the Dobrovského No. 25 building, which was built in poorer quality, are significantly worse than the defects caused to the Dobrovského No. 27 building, where, of course, fissures also developed, but their extent is smaller and they are found first of all in the locations of expansion joints, etc. Another building where the effect of the underground excavation showed relatively very significantly was the Palackého Street No. 28 building, which was several years unoccupied and had been found in an emergency condition even before the commencement of tunnelling. Owing to massive structural support the broken parts did not collapse, despite relatively serious fissures in some parts of the building (staircases, the courtyard annex).

The above-mentioned structures on which the deformations and related defects were observed can be divided according to the real degree of damage into four basic categories:

- I – a structure which is virtually without damage, not requiring repairs
- II – petty defects, hair cracks with the width up to 1mm, the majority of repairs will be carried out after all settlement stabilises; the character of the repairs will be rather aesthetic (wall decoration and repair of cracks if necessary)
- III – more extensive damage, cracks over 1mm wide, damage to doors and windows; some repairs had to be carried out earlier, in the framework of operative rehabilitation during the course of the tunnel excavation, mostly without operative structural interventions (mostly repairs of a structural character are not expected also during the definite repairs)
- IV – extensive damage, an operative intervention into the building structure is necessary; more complicated repairs follow when the building is stabilised.

In this system of dividing the buildings, it can be stated that about 5% of all monitored buildings is in category IV and about 5% of all monitored buildings remained virtually untouched by the tunnel excavation (damage category I).

The below-mentioned examples are structures in damage categories III and IV. They are located just above the tunnels or in close proximity to them. None of the above-mentioned buildings was directly protected by an additional technical measure (jet-grouted columns forming a curtain or compensation grouting).

### Dobrovského Street No. 25 building

This building is a dormitory and policlinic in the premises of the University of Defence.

The six-storey building with one basement level and a longitudinal structural system in all three bays is founded on strips. It has reinforced concrete structural walls in the basement, are 0.6m thick structural walls on the above-ground levels are in brick; floor slabs are from reinforced concrete panels.

Deformations: the central and southern bays were affected most of all by the excavation of Tunnel II, while the northern bay part by the excavation of Tunnel I. The maximum settlement of 67mm and maximum tilt of 1:385 were identified in the central bay of the building.

## Plavecký bazén

Specifický objektem je jeden z venkovních bazénů koupaliště, který je situován v těsné blízkosti tunelu II.

Bazén je 25 m široký, 35 m dlouhý a minimálně 1,5 m hluboký.

Bazénová vana je betonová s jílovým těsněním, vybudovaná v 60. letech minulého století.

*Deformace:* nejvyšší sedání bazénů je 31 mm, maximální náklon 1:493. Inflexní bod je vzdálen cca 15 m od osy tunelu II, což přibližně odpovídá poloze hlavních poruch ve stěnách bazénu.

*Poškození bazénu:* hlavní trhliny v bazénu jsou skrze celou tloušťku stěn, ale jsou především situovány v pracovních spárách, které díky nedokonalému spojení již při výstavbě fungují jako dilatace. Trhliny jsou orientovány podélně s tunelovou osou s maximální šířkou cca 10 mm. Ražba byla prováděna pod bazény na konci letní sezóny. Z tohoto důvodu bylo třeba provést dočasné těsnění stěn bazénu a zamezit tak největšímu prosakování stěnami bazénu. Poškození bazénu si vyžadá rozsáhlejší rekonstrukci, která však již byla vlastníkem (město Brno) dříve plánována, a tak se počítá s finanční spoluúčastí zhotovitele potažmo investora na rekonstrukci bazénu.

## Poděbradova 28

Dvorní část budovy je situována přímo nad tunelem II. Tato část budovy byla dodatečně přistavěna k hlavní čtyřpodlažní budově. Konstrukce přistavěné části byla provedena neodborně s nevhodným využitím různých stavebních materiálů. Z tohoto důvodu dokonce i relativně nízká sedání a náklony budovy způsobily velmi výrazné poškození stavby. Jedna z vnějších stěn musela být podepřena dřevěným rámem. V porovnání s touto budovou byl sousední objekt kvalitně vystavěn a základy byly před ražbou doplněny o betonovou protiklenbu. Tato budova byla ražbou dotčena jen nepatrně.

## Dobrovského 23 – poliklinika

Tato budova byla postižena deformacemi od ražby tunelu I i II. Budova nevykázala výraznou deformaci při průchodu tunelu II. Deformace se projeví až při průchodu tunelu I okolo budovy. Příčina tohoto chování je dána polohou vertikálních sloupů tryskové injektáže provedených před ražbou tunelu. Sloupy sice primárně sloužily k ochraně objektu č. 40 v areálu Veterinární fakulty, ale napomohly patrně i ke snížení sedání objektu polikliniky vlivem ražby tunelu II. Hodnoty sedání této budovy byly 25 mm. Nejvýznamnější poškození bylo v oblasti dilatací.

## Areál telekomunikační společnosti

V poklesové kotlině je situováno celkem 7 objektů tohoto areálu. Vesměs se jedná o vícepodlažní poměrně moderní budovy s nosným železobetonovým skeletem. Vzhledem k dostatečné tuhosti v rámci jednotlivých dilatačních celků je koncentrace zjištěných poruch soustředěna do dilatací a výplňových vyzdívek. Přesto byla i těmto objektům v rámci monitoringu věnována zvýšená péče. Důvodem je právě schopnost tohoto typu konstrukcí přenést zvyšující se napětí bez vnějších projevů (vznik trhlin) až do vyčerpání únosnosti, kdy může dojít k náhlému kolapsu. Tím se liší od cyhelných budov, kde je nárůst vnitřních napětí od deformací doprovázen postupným nárůstem vnějších projevů, jako jsou trhliny.

U dilatací došlo k jejich rozevření v řádu několik centimetrů a tyto dilatace musely být v rámci pohotovostní služby zhotovitele stavby na střeše opraveny tak, aby nedocházelo k další degradaci objektu vlivem klimatických podmínek.

## Rodinné a bytové domy podél ulice Dobrovského

Celkově lze říct, že míra jejich ovlivnění závisela na velikosti objektu, jeho poloze vůči ose tunelu, a tedy i poklesové kotlině, začlenění do zástavby, způsobu založení, ale – podle dosavadních poznatků – ve značné míře na jeho stavebně-technickém stavu. Objekty skupin A a B, jejichž půdorysné rozměry jsou zpravidla menší nebo přibližně stejné jako šířka tunelové trouby, jsou ovlivněny ražbou a poklesy v poměrně malé míře. U téměř všech domů podél ulice Dobrovského došlo k prakticky stejným deformacím. V malé míře se jednalo o zkrácení oken a dveří a u všech objektů k mírnému vývoji trhlin vesměs do 1 mm. Dále došlo u domů, které mají od dvorního traktu vystavěny přístavby k prorýsování dilatací – trhlin až do tl. 3 mm.

Dalším poznatkem bylo, že míra porušení těchto objektů klesala s rostoucí mocností nadloží nad tunelem, respektive v dolní části ulice Dobrovského docházelo k větším poruchám, než v její horní části, kde

Damage to the building: first of all in the central and southern bays there are two symmetric systems of shear fissures extending over the height of all floor levels, well visible both on structural walls and separating walls. The width of cracks, running often continuously across several floor levels, reaches up to 3mm in structural walls and up to 8mm in separating walls.

## Swimming pool

One of the open-air swimming pools situated in close proximity to tunnel tube II is a specific structure.

The pool is 25m wide, 35m long and the minimum depth is 1.5m.

The pool basin is of concrete with clay sealing; it was built in the 1960s.

Deformations: the greatest settlement of the pools is 31mm, maximum tilt is 1:493. The inflexion point is at the distance of about 15m from Tunnel II centre line, which approximately corresponds to the location of main defects in the pool walls.

Damage to the pool: main cracks in the basin run throughout the thickness of the walls, but they are mainly located in construction joints, which act as expansion joints owing to imperfect connection during the pool construction. The cracks are oriented in parallel with the tunnel centre line, with the maximum width of about 10mm. The tunnel was driven under the pool at the end of the summer season. For that reason it was necessary to carry out temporary sealing of the pool walls, thus to prevent the largest seepages through the pool walls. Despite these measures it was necessary to compensate the tenant for the loss of water from the pool. The damage to the pool will require wider reconstruction; however, this reconstruction was planned by the owner (Brno municipality) earlier, therefore financial participation of the contractor or the client on the reconstruction of the pool is expected.

## Poděbradova Street No. 28

The courtyard part of the building is located directly above Tunnel II. This part of the building was erected subsequently as an annex to the main four-storey building. The structure of the additionally built part was carried out unprofessionally, improperly using various building materials. For that reason even relatively small settlement and tilting of the building caused very serious damage to the structure. One of external walls had to be braced by a wooden beam. Compared with this building, quality of the neighbouring building structure was higher and a concrete invert was added to the foundation before the tunnel excavation. This building was affected by the excavation only to a minimum extent.

## Dobrovského Street No. 23 – a polyclinic

This building was affected by deformations due to the excavation of both Tunnel I and Tunnel II. The building did not exhibit and significant deformation during the passage of Tunnel II. Deformations appeared later during the passage of Tunnel I along the building. This behaviour resulted from the position of the jet grouted vertical columns forming a curtain which was carried out before the tunnel excavation. On the one hand, the columns primarily served to protect building No. 40 in the grounds of the Faculty of Veterinary Medicine, but they probably also helped to diminish the settlement of the polyclinic building due to Tunnel II excavation. The values of the settlement of this building were 25mm. The most significant damage was found in the area of expansion joints.

## Telecommunications company grounds

There are 7 buildings of this company found in the settlement trough. They are mostly multi-storey modern buildings with reinforced concrete frames. Owing to the sufficient strength of the frames in the individual expansion blocks, the identified defects are concentrated in expansion joints and filling brickwork. Despite this fact, increased care was devoted even to these buildings within the framework of the monitoring. The reason is just the increased capability of this type of structures to carry increasing stresses without external manifestations (development of cracks) up to reaching the load-bearing capacity limits when an abrupt collapse possibly happens. This is what sets them off brick buildings, where an increase in internal stresses induced by deformations is accompanied by gradual increase in external manifestations, such as cracks.

The expansion joints suffered opening in the order of several centimetres. On the roof, these expansion joints had to be repaired by contractor's emergency service so that further degradation of the building by the effect of climatic conditions was prevented.

Tab. 2 Parametry pozorovaných poklesových kotlin na stavbě Královopolského tunelu  
Table 2 Parameters of settlement troughs observed during the Královo Pole tunnel construction

Č.	Příčná poklesová kotlina poblíž objektu	Staničení (m)	$V_s$ (%)	Max. hodnota sedání terénu v ose tunelu (mm)	Šířka příčné poklesové kotliny (m)	Max. sklon poklesové kotliny (m)	Vzdálenost inflexního bodu od osy
No.	Transverse settlement trough near the building	Chainage (m)	$V_s$ (%)	Max. terrain surface settlement on the tunnel centre line (mm)	Transverse settlement trough width (m)	Max. slope of settlement trough	Inflexion point distance from centre line (m)
1	Dobrovského 25	1010	1,9	72	120	1:290	18
1	Dobrovského Street No. 25	1010	1,9	72	120	1:290	18
2	Plavecký bazén	740	1,5	56	100	1:410	18
2	Swimming pool	740	1,5	56	100	1:410	18
3	Poděbradova 28	1490	0,6	37	100	1:370	10
3	Poděbradova Street No. 28	1490	0,6	37	100	1:370	10
4	Dobrovského 23 – poliklinika	1080	2,4	95	120	1:280	15
4	Dobrovského Street No. 23 – polyclinic	1080	2,4	95	120	1:280	15
5	Areál telekomunikační společnosti	540	1,2	61	90	1:360	17
5	Telecommunications company grounds	540	1,2	61	90	1:360	17

vzdálenost mezi základovou spárou objektu a vrcholem klenby tunelu je kolem 20 m.

Pro srovnání pozorovaných deformací budov a povrchu terénu jsou v následující tabulce uvedeny parametry poklesových kotlin pozorovaných poblíž vybraných výše uvedených objektů (viz tab. 2) a na následujícím obrázku jsou tyto příčné poklesové kotliny znázorněny (viz obr. 5).

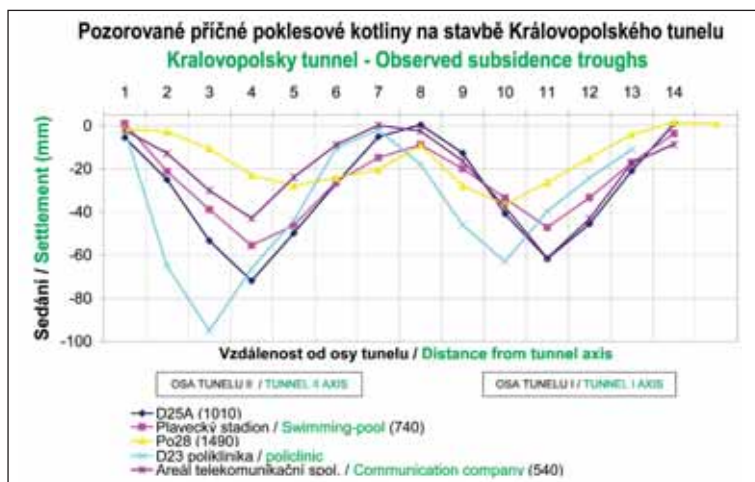
### 3. STANOVENÍ PŘÍPUSTNÝCH DEFORMACÍ NADZEMNÍCH OBJEKTŮ NAD RAŽENÝMI TUNELY

#### 3.1 Přípustné deformace objektů, stanovení kritérií varovných stavů

Bývá velmi obtížné určit s naprostou spolehlivostí hodnoty dodatečného přetvoření povrchu území, které mohou být připuštěny, aniž by došlo k nepřijatelnému poškození na nich stojících budov.

Obvykle se definují tři druhy poškození objektů, vzhledové, funkční a statické.

Vzhledové poškození je dáno viditelným náklonem budov, který u svislých prvků nastává u sklonů okolo 1:250, a u horizontálních 1:100. Vzhledové poškození objektů se také projevuje různě rozevře-



Obr. 5 Pozorované příčné poklesové kotliny na stavbě Královopolského tunelu  
Fig. 5 Observations of the transverse settlement trough during the Královo Pole tunnel construction

### Family houses and residential buildings along Dobrovského Street

In general it is possible to say that the degree to which they were affected depended on the building size, its position in relation to the tunnel centre line, thus also to the settlement trough, its situation in the development, the type of its foundation, but – according to existing knowledge, to a significant extent to its structural and technical condition. Buildings of the A and B types, the plan dimensions of which are usually smaller or approximately identical with the tunnel tube width, are affected by tunnel excavation and settlements to a relatively small extent. It applies nearly to all buildings along Dobrovského Street that their deformations were virtually identical. To a small extent the deformations caused twisting of windows and doors and, in all of the buildings, moderate development of cracks, mostly up to 1mm wide. In addition, cracks up to 3mm wide appeared in expansion joints at

buildings having annexes in the courtyards.

Another finding was the fact that the degree of damage caused to these buildings diminished with the tunnel overburden height growing, or, more significant defects developed in the lower part of Dobrovského Street than in the upper part, where the spacing between the foundation base of a building and the top of the tunnel vault is about 20m.

To allow comparison of the observed deformations of buildings and the terrain surface, the following table presents parameters of settlement troughs monitored close by the selected above-mentioned buildings (see Table 2) and the cross-sections of the settlement troughs are shown in the next picture (see Fig. 5).

### 3. DETERMINATION OF ADMISSIBLE DEFORMATIONS OF SURFACE BUILDINGS ABOVE MINED TUNNELS

#### 3.1 Admissible deformations of surface buildings; determination of criteria for warning states

It is usually very difficult to determine with absolute reliability the values of additional deformations of the area surface which can be admitted without suffering unacceptable damage to the buildings standing in the area.

Three types of damage are usually defined: visual, functional and structural.

Visual damage is characterised by visible tilting of buildings, which starts when vertical and horizontal elements tilt is about 1:250 and 1:100, respectively. Visual damage to structures also manifests itself through cracks, opening in various parts of the building. The cracks which will jeopardise neither structural elements nor the building function should not be wider than 1-2mm, depending on the structure type and location of the cracks.

Functional damage is damage where some substantial functions allowing the structure as the whole or its substantial parts to serve their purpose are curtailed. For example, it is deformation of door frames, doors and window frames, tilting of turbine generator unit foundations, damage to the waterproofing etc.; but the respective deformations are substantially smaller than deformations in the case of structural damage. Structural stability is not jeopardised in this case.

Structural damage is characterised by the condition in which the building stability gradually deteriorates up to a possible collapse. It is assessed by the design, the structural engineer who carried out structural analyses for the respective building.

Tab. 3 Kategorie poškození objektů podle Burlanda (2001)  
Table 3 Categories of damage to buildings according to Burland (2001)

Třída porušení Damage class	Povaha porušení Damage nature	Popis Description	Přibližná šířka trhlin, mm Approximate width of cracks, mm
0	Nepatrné Slight	Vlasové trhliny Hair cracks	< 0,1 < 0.1
1	Velmi malé Very small	Trhliny snadno opravitelné vymalováním. Objeví se možná oddělené poruchy na budově. Trhliny jsou zjevné při podrobné prohlídce. Cracks easy to repair by wall decoration. Isolated defects may appear on the building. Cracks are visible by detailed inspection.	< 1
2	Drobné Minor	Trhliny lehce vyplnitelné. Budou pravděpodobně vyžadovat několikrát vymalování. Objeví se malé poruchy na stěnách uvnitř budovy. Na vnějších zdech jsou viditelné trhliny, které si mohou vyžádat drobné utěsnění. Dveře a okna nepatrně drhnou. Cracks are easy to fill. They will probably require repeated wall decoration. Small defects will appear on walls inside the building. Cracks which may call for minor sealing are visible on external walls. Doors and windows slightly scratch.	< 5
3	Mírné Moderate	Trhliny budou vyžadovat vyčištění a vyspravení. Trhliny je třeba opravit přiměřenou vyzdívkou. Je nutno počítat s drobnými opravami vnějších zdí. Dveře a okna drhnou. Údržbu a opravy je třeba provádět opakovaně. Bude nutno často provádět dotěšňování. Cracks will require cleaning and repair. Cracks must be repaired by adequate filling with brick. Petty repairs to external walls must be expected. Doors and windows scratch. Maintenance and repairs must be carried out repeatedly. Sealing will have to be restored repeatedly.	5–15 nebo několik trhlin > 3 mm
4	Vážné Serious	Rozsáhlé opravy trhlín s nahrazováním částí zdí, zvláště nad okenními a dveřními otvory. Pokroucené okenní a dveřní rámy. Funkčnost objektu je narušena. Extensive repairs of cracks with replacing parts of walls, especially above window and door openings. Twisted window and door frames. Impaired functionality of the building.	15–25
5	Velmi vážné Very serious	Částečná nebo úplná rekonstrukce. Nové trámy ztrácejí únosnost. Nebezpečí ztráty celkové stability konstrukce. Partial or complete reconstruction. New beams lose their bearing capacity. The threat of total loss of stability of the structure.	> 25

nými trhlinami v různých částech objektu. Trhliny, které neohroží konstrukční prvky ani funkci objektu, by podle typu stavební konstrukce a umístění v ní neměly být širší než 1–2 mm.

*Poškození funkčnosti* je takové poškození, kdy některé její podstatné funkce, které umožňují, aby konstrukce jako celek anebo její podstatné součásti sloužily svému účelu, jsou omezeny. Například se jedná o přetvoření zárubní, dveří a rámu oken, náklon základů turbosoustrojí, porušení vodotěsnosti atp. Příslušná přetvoření jsou ale podstatně menší než u porušení statického. Stabilita konstrukce v tomto případě ještě ohrožena není.

*Statické porušení* je takové, kdy se budova dostane do stavu, ve kterém se její stabilita postupně zhoršuje natolik, že to může vést až ke zřícení. Určuje je projektant statick, který pro příslušný objekt provedl statické výpočty.

Při stanovování hodnot kritérií varovných stavů pro potřeby měření a jeho hodnocení se často vychází z přetvoření, která znamenají ztrátu funkčnosti konstrukce. Je třeba ovšem zdůraznit, že pojem zachování funkčnosti může být velmi subjektivní. Jinak ho může chápat vlastník, jinak provozovatel, jinak projektant. Svůj pohled má stavební firma, jejíž stavební postup je příčinou, že konstrukce se dostala do nepřijatelného stavu přetvoření. Jiný přístup může mít i pojišťovna, která má uhradit vzniklé škody.

Burland (2001) uvádí 6 kategorií poškození objektů. Viz tab. 3.

Poškození v rámci kategorie 0 až 2 je podle Burlanda přijatelné. Poškození v rámci kategorie 3 a 4 je už nepřijatelné. Poškození kategorie 3 je ale možné za určitých podmínek u objektů podcházených ražbou tunelu přijmout avšak s následnou sanací.

Jednoznačné určení stavu ztráty funkčnosti může být složité. Hodnota vystihující tento stav závisí především na vlastnostech konstrukce. To je na prostorovém uspořádání a tuhosti jednotlivých

Deformations meaning that the structure lost its functionality are often used as the basis for the determination of values of criteria for warning states required for the measurements and their assessments. But stress must be placed on the fact that the term “maintaining functionality” can be very subjective. It can be understood by an owner in another way than a designer. Even the contractor whose construction procedure is the cause why the structure got to an inadmissible condition of deformation has its own opinion. The approach of the insurance company which is to compensate the damage can also be different.

Burland (2001) presents 6 categories of damage to buildings. See the following Table 3:

Damage within the framework of categories 0 through 2 is, according to Burland, acceptable. Damage categorised as 3 or 4 is already unacceptable. However, category 3 damage to buildings passed under by tunnel excavation can be, under certain conditions, accepted, but subsequent rehabilitation is necessary.

The unambiguous determination of the loss of functionality can be com-

licated. The value giving a true picture of this state depends, above all, on properties of the structure, i.e. on the structural arrangement and stiffness of individual supporting elements and the whole structure, as well as mechanical and rheologic properties of building materials used. The influence of the composite action of the structure and its foundation is significant. Even the deformational and rheologic properties of ground in the structure sub-base must be taken into consideration.

When limit values of deformations are being determined, it is reasonable to remember that certain deformation and cracks resulting from them develop nearly in each structure immediately after its completion. An effort to completely exclude their origination would lead to an unacceptable increase in the construction cost.

Limit values of deformations of structures which are still acceptable for the purpose of determining warning states must, as a matter of principle, always be determined by the designer – a structural engineer. He or she must take into account the need for maintaining the function of the building and, of course, the necessity of preventing impairing of its static load capacity.

Experience shows that brick buildings adapt to such deformations caused by the development of a settlement trough relatively well. But modern stiff reinforced concrete structures mostly resist differential deformations in a more complicated way. At the beginning they usually tilt and shift in various ways as the whole. Only then do cracks start to damage the structural elements.

Structural effects of a settlement trough on a building depends on the proportion of the length of the structure base to the length of the slope of the settlement trough. Apart from the nature of the load-bearing structure of the building, even its height plays its role. Of course, stiffness of the engineering structure and effectiveness of the composite action of the structure with the foundation sub-base is of crucial importance.

nosných prvků i celku a na mechanických i reologických vlastnostech použitých stavebních materiálů. Podstatný vliv má míra spolupůsobení konstrukce se základy. V úvahu je třeba vzít i přetvárné a reologické vlastnosti hornin v podloží.

Při určování mezních hodnot přetvoření je záhodné mít navíc na paměti, že určité přetvoření a z toho vyplývající trhliny nastanou téměř u každé stavební konstrukce ihned po jejím dohotovení. Snaha o jejich naprosté vyloučení by vedla k nepřijatelnému vzrůstu nákladů na stavbu.

Mezní hodnoty ještě přípustného přetvoření stavebních konstrukcí pro účely stanovení varovných stavů musí zásadně určit vždy projektant – statik. Musí přitom přihlížet k potřebě zachování funkce objektu a samozřejmě i k nutnosti nenarušit jeho statickou únosnost.

Zkušenost ukazuje, že zděné budovy se takovým přetvořením způsobeným vznikem poklesové kotliny přizpůsobují poměrně dobře. Moderní železobetonové tuhé konstrukce však většinou rozdílným přetvořením odolávají obtížněji. Zpravidla se nejdříve různě naklání a posouvají jako celek. Teprve pak dochází k porušování konstrukčních prvků trhlinami.

Statický účinek poklesové kotliny na stavební objekt závisí na poměru délky základny dotčeného objektu k délce úbočí poklesové kotliny. Svou úlohu, kromě povahy nosné konstrukce stavebního objektu, má i jeho výška. Samozřejmě zásadní význam má tuhost stavební konstrukce a účinnost jejího spolupůsobení s podzákladím.

### 3.2 Použití tabulkových hodnot přípustných přetvoření

Jako výchozí informaci lze pro stanovení mezních přípustných hodnot využít tabulkových hodnot rozličných zdrojů a různých autorů.

Například: Mezní hodnoty sednutí podle dnes již neplatné ČSN 73 1001 – *Základová půda pod plošnými základy* (1987). Tato norma v tabulce č. 19 přílohy 9 uváděla konečné hodnoty celkového průměrného sednutí a nerovnoměrného sednutí pro různé druhy staveb.

ČSN 730039 – *Navrhování objektů na poddolovaném území* (1989) rozděluje staveniště na 5 skupin podle přetvoření povrchu území v důsledku poddolování. Jako kritéria jsou voleny hodnoty poměrného vodorovného přetvoření, poloměru zakřivení a naklonění terénu.

Ve Velké Británii a v USA se poruchy na budovách rozdělují podle vážnosti do 6 skupin, viz tab. 3. Měřítkem je povaha a velikost trhlin v nosných zdech (například Burland, 2001; Boscardin, 1989). Jako měřítko jsou voleny určité hodnoty vodorovného poměrného protažení konstrukce.

Hodnoty největších sednutí pro desku a patky v jílu nebo písku uvádí Skempton (1956) a Terzaghi (1996).

Polshin a Tokar (1957) uvádějí mezní hodnoty sednutí budov a průmyslových objektů, které byly jako závazné přijaty v bývalém SSSR. Tabulka je postavena na hodnotách nerovnoměrného sednutí pro různé typy stavebních konstrukcí.

Ve Francii vycházejí při hodnocení závažnosti poruch z prací Boscardina a Burlanda. (Leblais et al., 1999). Pro hodnoty největšího svislého sednutí a sklonu poklesové kotliny přebírá AFTES do svých doporučení i doporučení britská. Totožné údaje uvádí Eurocode 7.

V následující tab. 4 jsou jako příklad uvedeny mezní hodnoty poměrných protažení tak, jak je stanovili Boscardin a Cording (1989) a Mair and Taylor (1997).

Tab. 4 Mezní hodnoty poměrných protažení

Třída porušení	0	1	2	3	4 a 5
%	< 0,05	0,05 – 0,075	0,075-0,15	0,15 – 0,3	>0,3

Menard (1967) doporučuje při stanovení mezních hodnot poměrného pootočení vyjít z hodnot celkového sednutí, tuhosti konstrukce a indexu heterogeneity základové půdy. Jím doporučené hodnoty poměrného pootočení jsou pro obytné budovy 0,33 ‰ – 0,6 ‰ a pro budovy průmyslové 0,8 ‰ – 1,5 ‰.

Eurocode 7 uvádí jako měřítko poměrného pootočení. Největší přípustné poměrné pootočení rámových konstrukcí a souvislých cihelných zdí by mělo být podle doporučení Eurocodu 7 v rozsahu 0,5 ‰ – 3,33 ‰. Při jejich překročení je již nebezpečí vzniku funkčních poruch konstrukce. Pro většinu budov je přijatelná hodnota 2 ‰. Mezní stav porušení konstrukce bude vyloučen při konečném pootočení menším než 6,6 ‰.

### 3.2 Application of tabular values of admissible deformations

Tabular values from various sources and by various authors can be used as starting information for the determination of limiting admissible values.

For example: Limiting values of settlement according to the today no more valid standard ČSN 73 1001 – *Subsoil under shallow foundations* (1987). In Table 19 of its annexe No. 19, this standard presented final values of the total average settlement and differential settlement for various types of structures.

ČSN 730039 – *Design provisions for structures in undermined areas* (1989) divides construction sites into 5 groups according to the deformation of the area surface resulting from undermining. Relative horizontal deformation values, radius of curvature and terrain slope are selected as criteria.

In Great Britain and the USA, defects of buildings are divided into 6 groups according to their magnitude. See Table 3. The measuring scale is the nature and size of cracks in structural walls (for instance Burland, 2001, Boscardin, 1989). Certain values of horizontal relative elongation of the structure are selected as criteria.

Values of largest settlements for a foundation slab and footings in clay or sand are presented by Skempton (1956) and Terzaghi (1996).

Polshin and Tokar (1957) quote limiting values of settlement of buildings and industrial structures which were adopted as binding standards in the former USSR. The table is based on values of differential settlement for various types of engineering structures.

In France, assessing of gravity of defects is based on Boscardin and Burland works. (Leblais et al, 1999). AFTES even adopts British recommendations for its own recommendations for the maximum vertical settlement and slope of the settlement trough. Eurocode 7 uses the same data.

The following Table 4 shows, as an example, limiting values of relative elongation in the way as they were determined by Boscardin and Cording (1989) and Mair and Taylor (1997).

Table 4 Limit values of relative elongation

Damage class	0	1	2	3	4 a 5
%	< 0.05	0.05 – 0.075	0.075-0.15	0.15 – 0.3	>0.3

Menard (1967) recommends for the determination of limit values of relative angular displacement to start from values of total settlement, the structure stiffness and index of heterogeneity of foundation ground. The values of the relative angular displacement he recommends are 0.33‰ – 0.6‰ for residential buildings and 0.8‰ – 1.5‰ for industrial buildings.

Eurocode 7 presents the relative angular displacement as the measuring scale. The largest admissible relative angular displacement of frame structures and continuous brick walls should be, according to Eurocode 7, within the range of 0.5 ‰ – 3.33 ‰. When they are exceeded, there is already the risk of developing functional defects of the structure. The value acceptable for the majority of buildings is 2‰. The ultimate limit state of the structure will be excluded when the final angular displacement is less than 6,6 ‰.

Another Eurocode 7 recommendation states that common independent foundations will be safe if their average settlement does not exceed about 50mm and differential settlement is not bigger than 20mm.

In simple cases it is therefore possible to start from the above-mentioned recommendations. Nevertheless, these recommendations were developed by gathering and assessing the experience gathered during typical, standard situations. For that reason it is necessary to consider them only as general ones.

It often happens that a significant part of the admissible deformations of existing buildings was reached during their construction and operation. For that reason a difficult question appears which part of the above-mentioned limit values was reached in the past and which value of deformations can be still admitted in the future as the result of undermining, lowering of the water table, construction work in the neighbourhood, additional loading by an annex etc.

Tabular limiting values can therefore be used always with great caution, with reservations. In more complicated cases and where

Další doporučení Eurocodu 7 říká, že běžné samostatné základy budou bezpečné, pokud jejich průměrné sednutí nepřesáhne cca 50 mm a rozdílné sednutí dvou sousedních patek nebude větší než 20 mm.

V jednoduchých případech lze tedy vycházet z výše uvedených doporučení. Ta však vznikala především nashromážděním a vyhodnocením získaných zkušeností pro typické standardní situace. Proto je třeba brát je jen jako směrné.

Často značná část přijatelných deformací současných staveb již byla vyčerpána během jejich výstavby a provozu. Proto vzniká nelehká otázka, jaká část z výše uváděných mezních hodnot se již realizovala v minulosti a jakou hodnotu přetvoření lze ještě dodatečně připustit v budoucnosti v důsledku dodatečného sedání a v důsledku podtunelování, následkem poklesu hladiny podzemní vody, vlivem výstavby v sousedství, přítížením nástavbou atp.

Tabulkové mezní hodnoty lze proto používat vždy jen s velkou opatrností, s výhradami. Ve složitějších případech a tam, kde je v důsledku podtunelování značné nebezpečí poškození stavby, je vždy třeba provést podrobný statický rozbor, prognózu dodatečné deformace stavebního objektu a analýzu rizik z toho vyplývajících. Teprve pak lze navrhnout účinná opatření, která mohou odolnost budovy vůči dodatečným přetvořením zvýšit, omezit poklesovou kotlinu nebo zlepšit přetvárné vlastnosti přítomných hornin.

Z hlediska statického systému dotčeného stavebního objektu je nutno rozlišit konstrukce staticky určité a staticky neurčité. V konstrukcích podepřených staticky určitě, při vynucených posunech podpor, které mohou být vyvolány poklesovou kotlinou (pokud nejde o tak velké impulzy, které by vyvolaly významná přemístění znamenající změny působit' zatěžovacích faktorů) ke změnám v rozložení vnitřních sil nedochází. Je-li však konstrukce zcela staticky určitá, tak selhání jednoho prvku – z jakýchkoli důvodů – znamená vznik kinematického mechanismu, a tím i kolaps.

Namáhání konstrukcí podepřených staticky neurčité, vyvolané vynucenými posuny podpor, závisí na řadě faktorů; dominantní roli hrají samozřejmě tuhostní parametry, plastická a redistribuční kapacita, tvarové uspořádání a v případě reologicky aktivních materiálů i rychlost vzniku a trvání deformačních impulzů (Křístek, Vráblík 2009).

Při posuzování důsledků je třeba též rozlišovat, vznikne-li porucha vyvolaná vynucenými posuny podpor konstrukce na částech nosných, nebo doplňkových.

### 3.3 Koncept spolehlivosti

Při posuzování stavu stavební konstrukce z hlediska vzniku trhlin v důsledku vynucených deformací poklesovou kotlinou lze také využít koncept spolehlivosti (Teplý, Křístek 2006).

Spolehlivost stavební konstrukce se charakterizuje jako jeho bezporuchovost, životnost, udržovatelnost a možnost opravy. Spolehlivost objektu je tedy možné charakterizovat vlastnostmi, které splňují na něm požadované funkce při současném zachování provozních ukazatelů v daných mezích a v daném časovém úseku. Jednotlivé složky jsou: bezpečnost, použitelnost, tj. schopnost provozu a trvanlivost. Podmínkou spolehlivosti se rozumí matematické vyjádření vztahu mezi účinkem zatížení na konstrukci a přípustnou hodnotou tohoto účinku, jež je definována příslušnými pravidly pro projektování. Přitom je nutné si uvědomit, že únosnost konstrukce je charakterizována příslušnou hodnotou rozhodující veličiny, např. síly, momentu, napětí, průhybu, popř. funkcemi těchto veličin při dosažení příslušného mezního stavu únosnosti, tj. stavu, kdy je už nutné přerušit funkci objektu v důsledku např. plastického přetvoření materiálů, posunutí ve styčích, dotvarování nebo nadměrného rozevření trhlin. Vznik poklesové kotliny znamená vznik dodatečného namáhání konstrukce, které podle svého charakteru může vést k tomu, že některý z výše uvedených parametrů přesáhne mez danou spolehlivostí konstrukce.

### 3.4 Vývoj trhlin na objektech umístěných na poklesových kotelnicích

Problematika vzniku trhlin je jednou z rozhodujících otázek stavu poškození konstrukce v důsledku jejího podtunelování. Poškození konstrukce je nutné posuzovat jak z hlediska mezního stavu použitelnosti – provozuschopnosti, tak i z hlediska statické bezpečnosti s ohledem na únosnost a kolaps konstrukce.

Jestliže konstrukce vyhovuje všeobecně platným normám a schváleným směrním, měla by být v daných mezích příslušné bezpečnosti proti poškození s dostatečnou životností a provozuschopností objektu. Obvykle má konstrukce určitou, normami předem „plánovanou“, resp. předpokládanou rezervu různého druhu. Pro mez poškození

the risk of damaging the building due to undermining is significant, it is always necessary to carry out a detailed structural analysis, a prognosis of the additional deformation of the building and an analysis of risks following from the deformation. Only then is it possible to propose effective measures which can increase the resistance of the building against additional deformations, restrict the settlement trough or improve deformational properties of the ground to be encountered.

From the perspective of the structural system of the engineering structure to be affected by tunnelling, it is necessary to distinguish isostatic and hyperstatic structures. No changes in distribution of internal forces take place in structures supported isostatically, when enforced displacements of supports which can be caused by the settlement trough (unless the impulses are so big that they would result in significant displacements causing changes in centres of loading factors). On the other hand, if the structure is fully isostatic, a failure of one element, no matter for which reason, causes the development of a kinematic mechanism with a subsequent collapse.

Stresses in structures supported hyperstatically which are induced by displacements of supports depend on a variety of factors; of course, the dominating role is played by stiffness parameters, the plastic capacity and redistribution capacity, geometry and, in the cases of rheologically active materials, even the rate of the development and duration of deformation impulses (Křístek, Vráblík 2009).

In addition, when consequences are being assessed, it is necessary to distinguish whether the defect caused by enforced displacements of structural supports will develop on structural parts or complementary ones.

### 3.3 Reliability concept

When the condition of the engineering structure is being assessed from the perspective of the origination of cracks induced by deformations enforced by the settlement trough, it is even possible to use the reliability concept. (Teplý, Křístek 2006).

The reliability of an engineering structure is characterised by its failure proofness, longevity, possibility of maintenance and repairs. Reliability of a building can therefore be characterised by the properties which fulfil the functions required from it and, concurrently, operational parameters are maintained within given limits and within a given time interval. Individual components are as follows: safety, usability, i.e. the ability of being operated, and durability. The reliability condition is understood to be a mathematical expression of the relationship between the effect of loads acting on the structure and the admissible value of this effect, which is defined by respective designing rules. It is necessary to realise that the load-bearing capacity of a structure is characterised by the respective value of the deciding quantity, e.g. a force, moment, stress, deflection or functions of these quantities when the respective ultimate limit state is reached where it is necessary to interrupt the function of the building due to, for example, plastic strain of materials, displacements in joints, creeping or excessive opening of cracks. The development of a settlement trough means that additional stress originates in the structure, which can, according to its character, lead some factors to exceeding the limit given by the reliability of the structure.

### 3.4 Development of cracks on buildings located in settlement troughs.

The issue of the development of cracks is one of the deciding questions of the state of damage of a structure due to undermining. Damage to a structure must be assessed both from the aspect of the serviceability limit state and from the aspect of structural safety with respect to the load-bearing capacity and a collapse of the structure.

If the structure satisfies generally applicable standards and approved directives, it should be within the given limits of the respective safety against damage, with sufficient longevity and serviceability of the building. Usually a structure has a certain reserve of various kind, which is “planned” in advance by standards or expected. The limit of damage is therefore required to offer a sort of limited application with a sort of minimum safety. This limit then touches the limit of “possible or acceptable damage” to the building, which is usually assessed using various additional structural or other analyses. The reason is that there are typical warning characteristics, such as the size of cracks, large or increasing

se tedy vyžaduje jakési omezené použití s jakousi minimální bezpečností. Tato mez potom hraničí s mezí „možného nebo přijatelného poškození“ objektu, což se obvykle posuzuje různými dodatečnými statickými nebo jinými rozbory. Jsou totiž typické varovné charakteristiky, jako je velikost trhlin, velké nebo zvětšující se průhyby nebo tendence ke kolapsu. Proto je nutné se podrobněji zabývat některými faktory, přičemž zvláštní pozornost zasluhují rozbory druhu, velikosti a hlavně příčin vzniku trhlin.

Z hlediska trvanlivosti konstrukce je třeba posoudit trhliny podle jejich vzniku a účinku. Jsou trhliny povrchové a trhliny statické od přetížení konstrukce nebo od vynucených deformací, což je právě případ následků podzemní činnosti.

Deformační stav konstrukce je důležitým ukazatelem její životnosti a provozuschopnosti, ať už z hlediska funkce, nebo i z hlediska meze porušení konstrukce.

Pro hodnocení je třeba rozdělit přetvoření na:

- předvídaná ( $\epsilon_p$ ), se kterými se počítalo ve statickém výpočtu, a proto se mohla udělat opatření proti jejich nepříznivým důsledkům; patří sem účinky předpokládaného zatížení, teploty, dotvarování a smršťování betonu, pokles podpor,
- nepředvídaná ( $\epsilon_n$ ), která se neuvažovala ve statickém výpočtu, a proto mohou vést k znehodnocení konstrukce (např. nadměrné zatížení konstrukce s dynamickými účinky, neočekávané poklesy podpor, velké snížení pevnosti materiálů, porušení soudržnosti mezi ocelí a betonem, nelineární dotvarování betonu).

Předvídaná přetvoření mohou být dvojího druhu, a to:

- teoretická ( $\epsilon_{pt}$ ), která vyplývají ze statického řešení a při jejich určení se vychází z požadavků norem a předpisů (např. velikost zatížení, modulů pružnosti) nebo z odborných posudků (např. o sedání základů),
- skutečná, aktualizovaná ( $\epsilon_{ps}$ ), které opět vyplývají ze statického řešení, při němž se však už použily podklady získané měřeními (např. pevnosti a moduly přetvárnosti betonu, sedání podpor, aj.).

#### Konec 1. části článku

ING. TOMÁŠ EBERMANN, [ebermann@arcadisgt.cz](mailto:ebermann@arcadisgt.cz),  
 ING. ONDŘEJ HORT, [hort@arcadisgt.cz](mailto:hort@arcadisgt.cz),  
 DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,  
[rozsypal@arcadisgt.cz](mailto:rozsypal@arcadisgt.cz), ARCADIS Geotechnika, a. s.,  
 PROF. ING. VLADIMÍR KRÍSTEK, DrSc.,  
[vladimirkristek@seznam.cz](mailto:vladimirkristek@seznam.cz),  
 OSVVP ČSSI

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

deflections or tendencies to a collapse. It is therefore necessary to deal with some factors in more detail, with analyses of the type, size and, first of all, causes of developing cracks deserving special attention.

From the aspect of the longevity of a structure, it is necessary to assess it according to the origination and impact of the cracks. There are surface cracks and structural cracks due to the structure overloading, or cracks caused by enforced deformations, which is exactly a case of consequence of underground excavation.

The deformation state of a structure is an important indicator of its longevity and serviceability, in terms of both the function and the ultimate limit state of the structure.

Deformations must be divided for the purpose of the assessment as follows:

- predicted ones ( $\epsilon_p$ ), which were assumed in the structural analysis and therefore measures against their unfavourable consequences could be adopted; these comprise effects of anticipated loads, temperatures, concrete creeping and shrinking, subsidence of supports,
- unpredicted ones ( $\epsilon_n$ ), which were not assumed in the structural calculation and therefore can lead to deterioration of the structure (e.g. excessive loads with dynamic effects acting on the structure, unexpected subsidence of supports, significant reduction of strength of materials, failure of bond between concrete and steel reinforcement, non-linear concrete creeping).

The predicted deformations can be of two types, namely:

- theoretical ones ( $\epsilon_{pt}$ ), which follow from the structural design and their solution is based on requirements of standards and regulations (e.g. the magnitude of loads and moduli of elasticity) or on professional opinions (e.g. subsidence of foundations),
- actual, updated ones ( $\epsilon_{ps}$ ), which again follow from the structural design, but their solution is based on data obtained by measurements (e.g. strength and moduli of deformation, subsidence of supports etc.).

#### The end of Part 1 of the paper

ING. TOMÁŠ EBERMANN, [ebermann@arcadisgt.cz](mailto:ebermann@arcadisgt.cz),  
 ING. ONDŘEJ HORT, [hort@arcadisgt.cz](mailto:hort@arcadisgt.cz),  
 DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,  
[rozsypal@arcadisgt.cz](mailto:rozsypal@arcadisgt.cz), ARCADIS Geotechnika, a. s.,  
 PROF. ING. VLADIMÍR KRÍSTEK, DrSc.,  
[vladimirkristek@seznam.cz](mailto:vladimirkristek@seznam.cz),  
 OSVVP ČSSI

#### LITERATURA / REFERENCES

- AFTES *Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain, Recommandation des groupes de travail*. AFTES, 1999, No 155.
- Aldorf, J., Hrubešová, E., Vojtasík, K., Ďuriš L. Verifikace zdokonalené predikce účinků mělkého tunelování na povrch. Část 1. *Sborník vědeckých prací VŠB-TU Ostrava*, č. 1, 2009, roč. IX, řada stavební, s. 51. ISBN 978-80-248-2105-4, ISSN 1213-1962.
- Aldorf, J., Hrubešová, E., Vojtasík, K., Ďuriš L. Verifikace zdokonalené predikce účinků mělkého tunelování na povrch. Část 2. *Sborník vědeckých prací VŠB-TU Ostrava*, č. 1, 2009, roč. IX, řada stavební, s. 57-64. ISBN 978-80-248-2105-4, ISSN 1213-1962.
- BARTÁK, J. Redukce deformací nadloží a ochrana povrchové zástavby při ražbě tunelů, *Stavebnictví*, 2007, č. 5.
- Burland, J. B., Broms, B. B., Mello, V. F. B. de Behaviour of Foundation and Structures, *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tokyo: State of-the-Art-Report, 1977, s. 495-546.
- Burland, J. B. *Observations and Predictions of movements around Excavations in London Clay*. NNGI Lecture, 1993, s. 17.
- Ebermann, T., Veselý, V. Vliv přerušení ražeb na deformaci horninového masívu. *Konference Pražské geotechnické dny 2009*, Praha, květen 2009.
- Ebermann, T., Hort, O., Vaněk, M. Královopolské tunely: deformační odezva v oblasti od Palackého třídy k ulici Chodská. *Sborník konference Zakládání staveb 2009*, Brno, září 2009.
- Horák, V., Kosík, L., Pechman, J., Rožek, J. Královopolský tunel v Brně – předpoklady a realita z pohledu projektanta. *Sborník konference Podzemní stavby 2010*. Praha, červen 2010.
- Hort, O., Rychtecky, M., Ebermann, T., Lossmann, J., Polak, M. Kralovopolske Tunnels in Clays: Deformation's Impacts on the Surface Buildings – Response to Excavation. *Sborník konference WTC ITA-AITEC 2010*. Vancouver, květen 2010.
- Mair, R. J., Taylor, R. N., Burland, J. B. *Prediction of ground movements due to bored tunneling*. Proceedings International symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. London, 1999, s. 713-718.
- PECK, R. B. *Deep excavation and tunneling in soft ground*. State of the art report, Mexico City, Proc. 7th Int. Conf. SMFE p. 225-290, 1969.
- Reilly, M. P., New B. M. Settlements above tunnels in United Kingdom – their magnitude and prediction. *Tunneling 82*, London, 1982, IMM, s. 173-181.
- Rozsypal, A. *Kontrolní sledování v geotechnice*. Jaga 2001.
- Rozsypal, A. a kol. Projekt ČBU 38-05 – Vedení podzemních děl v souvislé městské zástavbě, etapa 6. Doporučení pro výběr metod komplexního monitoringu podzemních staveb i ovlivněných objektů, Praha 2007. Archiv SG-Geotechnika.

2. část literatury bude uvedena za 2. částí článku.

# EXPERTNÍ ODHAD PRAVDĚPODOBNOСТИ SELHÁNÍ PŘI RAŽBĚ TUNELU EXPERT ESTIMATION OF PROBABILITY OF FAILURE DURING TUNNEL EXCAVATION

OLGA ŠPAČKOVÁ, TOMÁŠ EBERMANN, ONDŘEJ KOSTOHRYZ,  
VÁCLAV VESELÝ, JIŘÍ ŠEJNOHA

## 1. ÚVOD

Výstavba tunelů je spojena s řadou rizik a nejistot. Často při ní dochází k překročení nákladů nebo doby výstavby, výjimkou však nejsou ani fatální důsledky. Rozhodnutí, která musí být učiněna během přípravy i výstavby projektu, jsou dnes často založena pouze na deterministických odhadech (času, nákladů atd.) bez znalosti nejistot s těmito odhady spojenými. Taková rozhodnutí však mohou být chybná, protože nejsou podložena reálnou predikcí nejisté skutečnosti. Té je možno dosáhnout pouze prostřednictvím pravděpodobnostního přístupu.

Rizika týkající se výstavby ražených tunelů lze rozdělit do dvou základních skupin:

- Nejistoty v odhadech nákladů, rychlosti výstavby apod.
- Výjimečné události, která způsobí významné neplánované změny procesu ražby (zával, nepřijatelné deformace, narušení vodního režimu v okolí tunelu, požár, uvíznutí tunelovacího stroje atd.).

Vzhledem k principiální odlišnosti výše zmíněných typů rizik je nutné zvolit pro jejich ocenění různé přístupy. Existuje řada modelů pro pravděpodobnostní predikci stavebních nákladů a analýzu časového plánu tunelového projektu. Tyto modely uvažují nejistoty v odhadu geotechnických podmínek a variabilitu jednotkových nákladů a rychlosti ražby. Řada z nich je založena na simulačních technikách. Nejznámějším a nejpropracovanějším z nich je pravděpodobně model DAT (Decision Aids for Tunnelling) – jedna z jeho aplikací je představena např. v článku [1]. Aplikace jiných simulačních modelů lze nalézt v článkách [2, 3], analytické řešení potom popisuje příspěvek [4].

Některé z těchto modelů umožňují i samostatné uvažování rizik výjimečných událostí, tj. událostí s poměrně malou pravděpodobností realizace ale s potenciálně velmi závažnými důsledky. Vliv těchto rizik na úspěšnost projektu není, jak se mnohokrát prokázalo i u nás, zanedbatelný. Ve většině případů však tato rizika nejsou při plánování a rozhodování zohledněna vůbec nebo jsou pro jejich analýzu využívány různé semi-kvantitativní metody a ratingové systémy, které pomohou identifikovat kritické části tunelu a kategorizovat rizika podle závažnosti pomocí matice rizik (viz metodika doporučená ITA-AITES [5]), neuomožní však kvantifikovat riziko v peněžních jednotkách.

Existující modely, které kvantifikaci rizika výjimečných událostí umožňují, implicitně nezohledňují významný vliv lidského faktoru na proces výstavby a na realizaci selhání tunelové ražby. Pravděpodobnosti selhání jsou v nich stanoveny expertním odhadem bez objektivní analýzy historických dat, na základě návrhové rezervy spolehlivosti apod. Co se týče ocenění nejistot v predikci nákladů a doby výstavby, nedostatkem současných modelů je to, že jednotkové náklady a rychlosti výstavby v jednotlivých segmentech tunelu jsou zpravidla modelovány jako nezávislé náhodné veličiny podmíněné pouze náhodným geotechnickým prostředím. Je tedy zanedbán významný vliv korelací těchto veličin po délce tunelu, které jsou důsledkem vlivu lidského faktoru, ale souvisí i s dalšími okolnostmi. Pokud jsou totiž reálné náklady a rychlost ražby po započítání výstavby horší, než byly původně odhadované, dají se očekávat vyšší ceny a horší výkony také ve zbývajících částech tunelu, např. právě z důvodu horší kvality projektu nebo provádění, nebo vlivem vyšší ceny klíčového stavebního materiálu.

Příklad výstupu pravděpodobnostního odhadu nákladů a doby výstavby včetně zohlednění rizika výjimečných událostí pro dvě různé varianty řešení tunelu (např. různé technologie ražby) je zobrazen na obr. 1. Zatímco na základě deterministických odhadů se v uvedeném příkladu jeví jako jednoznačně výhodnější varianta 1, analýza rizik ukazuje, že pravděpodobnost významného překročení odhadovaných nákladů i doby výstavby je u této varianty podstatně vyšší. Takové ocenění nejistot je důležitou informací pro rozhodování a záleží pak na dalších aspektech (jako je bezpečnost osob, vliv na životní prostředí) a prioritách rozhodovatele, jaké riziko je pro něj akceptovatelné a které řešení zvolí.

## 1. INTRODUCTION

Construction of tunnels is associated with numerous risks and uncertainties. It often experiences cost or schedule overruns. Even fatal consequences are not exceptional. Decisions which are to be made during project planning and construction phases are today often based only on deterministic estimation (of time, costs etc.), without knowing the uncertainties associated with the estimations. However, such decisions can be erroneous because they are not based on realistic predictions about an uncertain reality. Proper predictions can be achieved only by means of a probabilistic approach.

Risks relating to the construction of mined tunnels can be divided into the following two fundamental groups:

- Uncertainties in estimations of unit costs, advance rates etc.
- Extraordinary events causing significant unplanned changes in the tunnel excavation process (a collapse, extensive deformations, disturbance to the water regime in the vicinity of the tunnel, a fire, a TBM becoming trapped etc.).

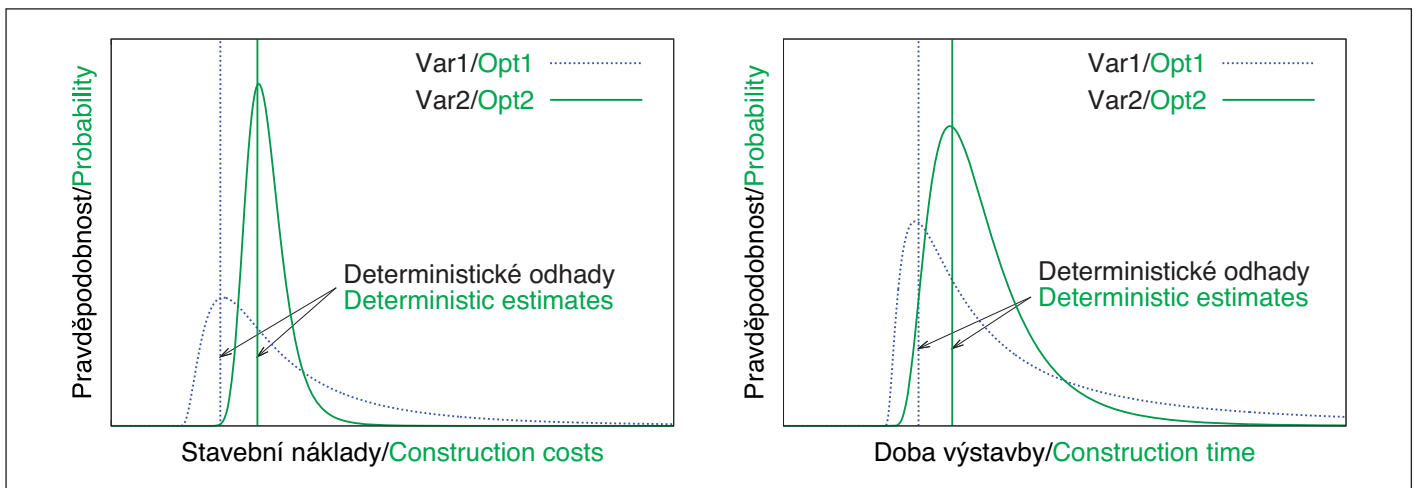
Taking into consideration the principal divergence of the above-mentioned risk types, it is necessary to choose different approaches to their evaluation. There is a variety of models for probabilistic prediction of construction costs and for the analysis of a tunnel construction schedule. These models account for uncertainties in estimation of geotechnical conditions and variability of unit costs and advance rates. Many of them are based on simulation techniques. The best known and best refined of them is probably the Decision Aids for Tunnelling (DAT) model – one of its applications is presented for example in paper [1]. Applications of other simulation models can be found in papers [2,3], whilst an analytical solution is described in paper [4].

Some of these models make it possible to take into consideration risks of extraordinary events, i.e. events with very low probability of realisation but with very serious potential consequences. As it has been many times proved even in our country, the influence of these risks on the project success is significant. Despite this fact, in the majority of cases these risks are not considered during the planning and decision making processes. If they are analysed, mostly various semi-quantitative methods and rating systems are applied to their analyses. These approaches help to identify critical parts of the tunnel and categorise risks according to their seriousness by means of a risk matrix (see a method recommended by the ITA-AITES [5]) but do not make the risk quantification in monetary units possible.

Existing models which make the quantification of the risk of extraordinary events possible implicitly do not allow for the significant influence of the human factor on the construction process and on the occurrence of the tunnel excavation failure. In these models, probabilities of a failure are determined by expert estimation without objective analysis of historic data or on the basis of factor of safety. Regarding the evaluation of uncertainties in the prediction of construction costs and time, it is a drawback of current models that unit costs and speed of construction in individual tunnel segments are usually modelled as independent random variables, depending only on a random geotechnical environment. Therefore, the significant influence of the correlations of these variables along the tunnel is neglected: If the real costs and speed of the excavation after the commencement of the construction are worse than originally estimated, higher costs and worse performance can be expected even in the remaining parts of the tunnel, for instance due to lower quality of the design, lower quality of construction works, or as a result of higher costs of construction materials.

An example of an output of a probabilistic assessment of construction costs and time, including allowing for risks of extraordinary events, for two different options of the tunnel design (e.g. varying excavation





Obr. 1 Odhad hustoty pravděpodobnosti nákladů a doby výstavby pro dvě variantní řešení  
 Fig. 1 Estimate of probability density function of construction costs and time for two project options

Tento příspěvek se zaměřuje na analýzu rizika závalu při procesu ražby tunelu, tedy pouze na úzkou, ale významnou oblast rizik tunelových projektů. Navržená metoda je pak použitelná i na ocenění rizik jiných výjimečných událostí, jako je porušení konstrukcí nad tunelem v důsledku nepříznivého vývoje poklesové kotliny nebo narušení vodního režimu v okolí ražby. Přínosem navrženého přístupu je jednak možnost zohlednit vliv kvality projektu a stavebních prací, jednak možnost formalizovaného přenosu informací a zkušeností z minulých projektů.

## 2. SELHÁNÍ RAŽBY TUNELU

Riziko selhání tunelové ražby je neoddiskutovatelnou součástí výstavby ražených tunelů. Je nutné ho připustit, je možné ho minimalizovat, nelze ho však zcela odstranit. Významné ztráty způsobené neočekávanými událostmi při ražbě tunelů uvedly do pohybu řadu iniciativ, jejichž výstupem jsou rozsáhlá doporučení a metodiky pro řízení rizik tunelových staveb – především publikace [5, 6]. Využitelné jsou ale i systémy managementu rizik, které nejsou primárně zaměřené na tunelová díla, např. [7, 8, 9].

Snaha poučit se z minulých chyb vedla také k vytvoření řady databází havárií při ražbě tunelů. Kategorizace událostí se v jednotlivých pracích liší, nejčastěji se však jedná o závaly s vytvořením kráteru na povrchu nebo bez něj, které jsou dále podrobněji členěny podle polohy v tunelu, kde k nim došlo. V menší míře jsou zaznamenány případy zaplavení tunelu, nestability portálu nebo nadměrné deformace tunelové trouby a nadloží.

Britská studie [10] nabízí databázi více než sta kolapsů, jde o rozšíření dat z předchozí publikace [11]. Ve studii jsou analyzovány nejčastější příčiny a důsledky těchto nehod, a to se zaměřením na tunely ražené v městských oblastech v zeminách a horninách nižší kvality.

Rozbor příčin a mechanismů poruch pak poskytuje diplomová práce [12], výsledky jsou získány na základě analýzy více než sto deseti případů selhání tunelové ražby. Ty se částečně překrývají s databází třiceti tří selhání vytvořenou v rámci diplomové práce [13], která se zaměřuje především na příčiny nehod a následná opatření.

Dosud nejrozsáhlejší databáze přibližně dvou set nehod, ke kterým došlo při ražbě sto třiceti tunelů v mnoha státech, byla vytvořena v rámci disertační práce [14]. Obr. 2 např. reprezentuje četnosti dob zdržení projektu způsobených těmito nehodami (zahrnuto pouze šedesát čtyři záznamů, u kterých byl tento údaj k dispozici), obr. 3 potom shrnuje četnosti počtu vykázaných nehod na jeden tunel (bezproblémové tunely v databázi zahrnuty nebyly, kategorie projektů s nulovým počtem nehod se proto v grafu neobjevuje). Hlavní závěry vyplývající z analýzy shromážděných dat jsou (dle [14]) následující:

- Celkem 56 % havárií se událo v blízkosti tunelové čelby, u závalů různého typu to bylo dokonce 75 % případů (navíc u 15 % záznamů nebyl tento údaj uveden).
- Závaly a nadměrné deformace se častěji vyskytly u tunelů ražených konvenčními metodami, objem závalů byl v těchto případech obecně podstatně větší než u mechanizované ražby. Zaplavení tunelu bylo naopak čtenější u mechanizovaného typu ražby.
- Ke 45 % případů nadměrných deformací došlo v řádu hodin až měsíců (zhruba do 1 roku) za průchodem čelby (u 30 % záznamů nebyl přesný údaj uveden).

techniques) is presented in Fig. 1. Whilst option 1 in this example appears on the basis of a deterministic estimation as unambiguously more advantageous, the risk analysis shows that the probability of significant exceeding of the costs and construction time estimated for this variant is substantially higher. Such an evaluation of uncertainties is crucial information for making decisions. Then it depends on priorities of the decision maker about which risk is acceptable for him and which solution he will choose (also with regard to other aspects such as safety of people or environmental impact).

This paper is focused on the analysis of a collapse during the course of a tunnel excavation, which is only a narrow but important area of risks threatening to tunnel construction projects. The method being proposed is then even applicable to the evaluation of risks of other extraordinary events, such as destruction of structures above the tunnel resulting from surface settlement or disturbance to the water regime in the vicinity of the tunnel excavation. The benefit of the proposed approach is found not only in the possibility to allow for the influence of quality of the design and construction work but also in the possibility to formalise the transfer of information and experience from past projects.

## 2. TUNNEL COLLAPSES

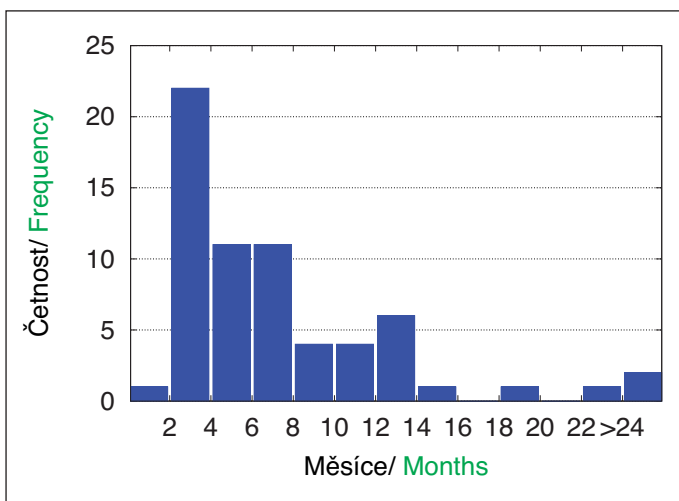
The risk of a collapse of tunnel excavation is an undisputable part of construction of mined tunnels. It is necessary to admit it, it is possible to minimise it but it cannot be completely removed. Serious losses due to unexpected events during tunnel driving operations have set in motion several initiatives the output of which are extensive recommendations and methodologies for managing risks to tunnel constructions – first of all publications [5,6]. Also the systems which are not primarily focused on tunnel constructions (e.g. [7,8,9]) are usable for management of the tunnelling risks.

Efforts to learn a lesson from past errors led to the development of numerous databases of incidents during tunnel excavation work. Various categorisations of events are used within these studies. Most frequently reported are collapses with a crater developed on the surface or without it, which are further divided in more detail according to the locations in the tunnel where they happened. Cases of tunnel flooding, portal instability or excessive deformation of the tunnel tube and the overburden are less frequent in these databases.

The British study [10] offers a database of over a hundred collapses; it is an expansion of the data contained in the preceding publication [11]. The study analyses the most frequent causes and consequences of the collapses, focusing on tunnels driven in urban areas, through soils and lower quality rocks.

An analysis of causes and failure mechanisms is provided by the diploma thesis [12]. The results were obtained on the basis of an analysis of over one hundred and ten cases of tunnel excavation failures. They partially overlap with the database of thirty-three failures which was developed within the framework of the Master thesis [13]. The thesis analyses above all the causes of the collapses and measures taken after their occurrence.

To date, the most extensive database of app. two hundred tunnel excavation failures was compiled within dissertation [14]. Picture 2, for



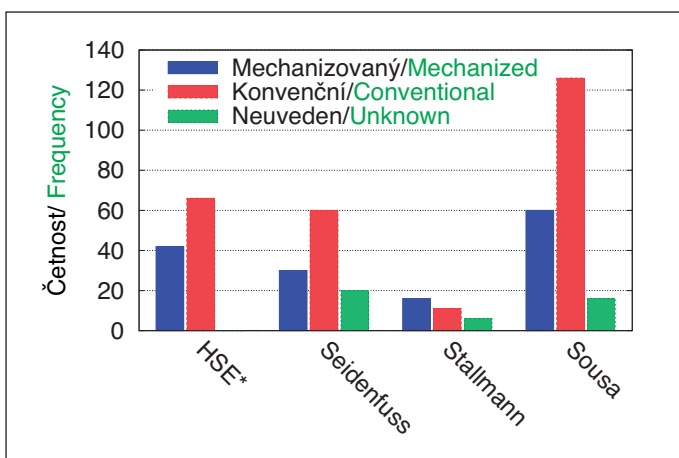
Obr. 2 Četnost doby zdržení projektů v důsledku havárie (zdroj: [14])  
Fig. 2 Frequency of project delays due to accident (source: [14])

Obr. 4 shrnuje počty havárií zaznamenaných v jednotlivých databázích v členění dle technologie ražby. Je však nutné zdůraznit, že vyvozování závěrů o kvalitě jednotlivých technologií na základě porovnání četností a závažností havárií vyhodnocených z těchto dat může být zavádějící. Výčet havárií není jednak úplný, především méně významná selhání s menšími důsledky jsou zcela jistě opomenuta. Navíc by pro objektivní posouzení rizikovosti jednotlivých metod bylo nutné zohlednit zastoupení těchto metod na celkové délce vyražených tunelů.

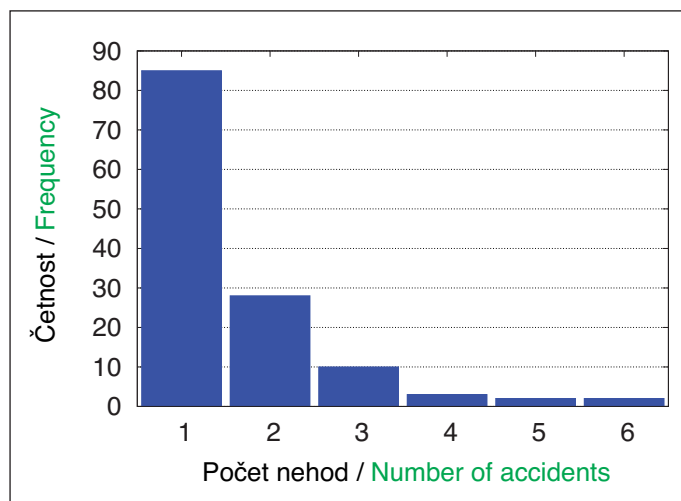
Ani v jedné z uvedených databází není zaznamenána havárie, ke které došlo v České republice. Důvodem je zřejmě jazyková bariéra a uzavřenost českého stavebního trhu, kde působí minimum zahraničních subjektů.

### 3. MODEL PRO KVANTIFIKACI RIZIKA SELHÁNÍ PŘI RAŽBĚ TUNELU

Selhání (havárie) tunelové ražby mohou mít řadu podob. Základním krokem při analýze rizika výjimečné události při ražbě tunelu je tedy identifikace možných způsobů (módů) selhání a jejich přesná definice, která zabrání duplicitám (tj. tomu, aby se stejné události oceňovaly v rámci dvou kategorií, což by vedlo k nadhodnocení celkového rizika). Zajistíme-li, aby oceňované módy selhání (např. zával, nadměrné deformace, zaplavení tunelu, požár tunelovacího stroje) byly definovány jako jevy vylučné, můžeme stanovit celkové riziko výjimečné události při ražbě tunelu jako prostý součet těchto dílčích rizik. Nadměrné deformace nebo zaplavení tunelu, které vyústí v zával, tak budou například uvažovány pouze v rámci módu selhání za zával, který je svými důsledky významnější. V opačném případě by byla taková událost oceněna nesprávně dvakrát.



Obr. 4 Četnost počtu havárií vykázaných v jednotlivých databázích v členění dle technologie ražby (\* v rámci mechanizované ražby jsou zahrnuty všechny případy, u kterých je uvedena technologie „non-NRTM“ bez bližšího určení)  
Fig. 4 Numbers of accidents compiled in particular databases in the division according to the excavation technology (\* mechanized excavation includes all cases, where „non\_NATM“ is referred without more detailed description)



Obr. 3 Četnost počtu havárií vykázaných na jednom projektu dle [14]  
Fig. 3 Frequency of accident occurrence reported per project according to [14]

example, presents frequencies of project delays resulting from the incidents gathered in this database (only sixty-four records where this information was available are contained). Picture 3 summarises frequencies of the number of incidents reported per one tunnel (problem-free tunnels were not incorporated into the database, therefore the category of projects with zero number of incidents does not appear in the chart). The main conclusions obtained from the analysis of gathered data are, according to [14], as follows:

- 56% of accidents happened in the vicinity of the excavation face; in case of cave-in collapses it is even 75% (or maybe more, because this information was not presented at 15% of records).
- Collapses and excessive deformations were more frequent at tunnels driven using conventional methods; the volume of the collapses was in these cases generally substantially higher than it was in the case of mechanised excavation. Conversely, tunnel inundation was more frequent at the mechanised tunnelling.
- 45 % of cases of excessive deformations occurred within the order of hours up to months (roughly 1 year) after the excavation face had passed through the particular location (exact figures were not stated in 30% of the records).

Fig. 4 summarises numbers of accidents recorded in individual databases in the division carried out according to the excavation technique. But it is necessary to put stress on the fact that making conclusions on the quality and safety of particular technologies may be misleading, if based only on comparing frequencies and seriousness of incidents which were derived from these data. First reason is that the summary of incidents is incomplete because less significant failures with less serious consequences have certainly been omitted. In addition, for an objective assessment of risk levels of individual methods it would be necessary to take into consideration the share of these methods on the total length of completed tunnels.

No collapse from the Czech Republic was recorded in the above-mentioned databases. The possible reasons are a language barrier and the fact that the Czech construction market is closed, with a minimum number of foreign subjects acting on it.

### 3. A MODEL FOR QUANTIFICATION OF RISK OF FAILURE DURING TUNNEL EXCAVATION

Failures of tunnel excavation can have many forms. Therefore, the basic step of an analysis of risk of an extraordinary event during tunnel excavation is the identification of possible modes of the failure and exact definition of the modes which will prevent duplications (i.e. prevention of the consideration of the same event within two categories, which would lead to risk overestimation). If we ensure that the failure modes being evaluated (e.g. a collapse, excessive deformation, tunnel flooding or TBM fire) are defined as exclusive phenomena, we can determine the overall risk of an extraordinary event during tunnel excavation as a simple summary of these partial risks. Excessive deformations or inundation of a tunnel which will cause a collapse will be dealt with only in the collapse mode which is the much important in terms of its consequences. Failing that, such an event would be evaluated incorrectly twice.

Riziko je definováno jako součin pravděpodobnosti realizace určité události a očekávané škody. Kvantifikace rizika tedy vyžaduje odhad obou těchto složek. Vzhledem k jedinečnosti podmínek, za kterých je každý tunel stavěn, a komplexnosti celého problému je odhad pravděpodobnosti selhání i škod náročný. Přímý odhad expertem nemusí být vždy zcela objektivní, vyžaduje navíc určité znalosti teorie pravděpodobnosti, bez nichž může vést k chybným závěrům. Expertní odhady mohou poskytnout velmi dobré výsledky v případě, kdy je postup analýzy formalizován a připraven. Ještě lepší výsledky je možné získat na základě analýzy dat z již dříve vyražených tunelů, ze kterých je možné vyhodnotit závislosti realizace selhání na podmínkách, ve kterých byl daný tunel stavěn (geotechnické prostředí, technologie ražby, kvalita projektu a provádění). Při predikci rizika pro budoucí projektovaný tunel se pak expert může opřít o konkrétní data, ke kterým přidá své znalosti a zkušenosti.

Navržený pravděpodobnostní model formalizuje postup ocenění rizika havárií při ražbě tunelu a je základem pro analýzu historických dat. Model byl aplikován na příkladu čtyř dokončených ražeb tunelů.

### 3.1 Stanovení středního počtu selhání a pravděpodobnosti selhání tunelu jako celku

Ražba tunelu je cyklický (popř. kontinuální) proces, u kterého významně převládá podélný rozměr výsledného díla nad ostatními. Známe-li pravděpodobnost  $p$  selhání jednoho segmentu (resp. úseku jednotkové délky) tunelu, můžeme použít binomické rozdělení pro výpočet pravděpodobnosti, že dojde právě ke  $k$  selháním na tunelovém úseku  $s$   $n$  segmenty (resp. úseku délky  $n$  jednotek). Platí, že

$$P(N_s = k | n, p) = \binom{n}{k} p^k (1-p)^{n-k}. \quad (1)$$

$P(N_s = k | n, p)$  je tedy pravděpodobnost, že počet selhání  $N_s$  je roven  $k$ , na úseku  $s$   $n$  segmenty (resp. jednotkami délky), kde  $p$  je pravděpodobnost selhání jednoho segmentu ( $n$  a  $p$  jsou parametry binomického modelu).

Za předpokladu, že jsme selhání definovali jako událost s malou pravděpodobností a že sledovaný úsek tunelu má dostatečně velký počet segmentů, můžeme aproximovat binomické rozdělení rozdělením Poissonovým a položit

$$pn = \lambda L = \bar{N}_s, \quad (2)$$

kde  $\lambda$  je intenzita selhání, tj. průměrný počet selhání na jednotku délky tunelu a  $L$  je celková délka tunelu. Součin těchto dvou hodnot pak vyjadřuje střední počet selhání  $\bar{N}_s$  na tunelovém úseku  $L$  resp. na tunelovém úseku  $s$   $n$  segmenty. Předpokládáme-li, že v rámci jednoho segmentu délky  $\Delta L = L/n$  může dojít k maximálně jednomu selhání, pak platí, že

$$p = \lambda \Delta L = \frac{n_s}{n}, \quad (3)$$

kde  $n_s$  je počet segmentů, kde k selhání skutečně dojde, a  $n$  je celkový počet segmentů.

Při obvyklém jednaparametrickém vyjádření Poissonova rozdělení byl střední počet selhání byl právě jediným parametrem tohoto rozdělení. Je však výhodné zachovat samostatné vyjádření intenzity  $\lambda$  a délky  $L$  a modelovat realizace selhání při tunelové ražbě jako Poissonův proces (viz např. [15]), při němž místo počtu událostí v čase sledujeme počet událostí v závislosti na délce tunelu.

Pravděpodobnost, že na sledovaném úseku délky  $L$  dojde právě ke  $k$  selháním je pak vyjádřena vztahem

$$P(N_s = k | \lambda, L) = \frac{(\lambda L)^k}{k!} \exp(-\lambda L). \quad (4)$$

Průběhy pravděpodobnosti realizace právě  $k$  selhání v závislosti na zvoleném součinu  $\lambda L$  pro různé hodnoty  $k$  jsou zobrazeny v obr. 5. Křivka  $P(N_s \geq 1 | \lambda, L)$  zobrazuje pravděpodobnost, že na délce  $L$  dojde k alespoň jednomu selhání a platí

$$P(N_s \geq 1 | \lambda, L) = \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(\lambda L)^k}{k!} \exp(-\lambda L) = 1 - P(N_s = 0 | \lambda, L) = 1 - \exp(-\lambda L). \quad (5)$$

Jak je z obr. 5 patrné, se zvyšující se intenzitou selhání  $\lambda$  a s rostoucí délkou raženého úseku  $L$  roste i pravděpodobnost, že k alespoň jednomu selhání dojde.

Protože podmínky ovlivňující realizaci selhání se na trase tunelu mění (viz odst. 3.2), je nutné tunel rozdělit na jakési kvazi-homogenní úseky, tj. úseky, pro které můžeme považovat intenzitu selhání (resp. pravděpodobnost selhání jednoho segmentu) za konstantní a Poissonův proces za homogenní. Analyzovat lze buďto každý úsek odděleně, nebo celou ražbu modelovat jako nehomogenní Poissonův proces, pro který platí

A risk is defined as a product of the probability of the occurrence of a certain event and the anticipated damage. The risk quantification therefore requires estimation of both of the two components. Taking into consideration the uniqueness of the conditions under which each tunnel is constructed and the complexity of the whole problem, assessing the probability of failures and losses is challenging. A direct assessment by an expert does not have to be always fully objective; in addition, it requires certain knowledge of the probability theory, without which wrong conclusions can be drawn. Expert assessments can provide very good results in the cases where the analysis procedure is formalised and prepared. Even better results can be obtained on the basis of an analysis of data gathered from tunnels the excavation of which was completed earlier. From historic data, the dependency of a failure occurrence on conditions under which the particular tunnel was constructed (geotechnical environment, excavation technique, quality of the design and construction) can be derived. When predicting the risk for a future tunnel, an expert may use this statistical data and add his knowledge and experience to it.

The proposed probabilistic model formalises the procedure for the evaluation of risk of tunnel excavation failure and provides a basis for analysing historic data. The model was applied to the example of four completed tunnel excavation cases.

### 3.1 Determination of intensity of failure and probability of failure for tunnel as the whole

Tunnel excavation is a cyclic (or continual) process where the longitudinal dimension of the final structure significantly dominates the other ones. If we know probability  $p$  of a failure of one segment (resp. a section of a unit length) of the tunnel, we can use binomial distribution for the calculation of probability that the number of  $k$  failures on a tunnel section consisting of  $n$  segments (resp. a section with the length equal to  $n$  units) will be exactly  $k$ . It holds:

$$P(N_s = k | n, p) = \binom{n}{k} p^k (1-p)^{n-k} \quad (1)$$

$P(N_s = k | n, p)$  is therefore probability that the number of failures  $N_s$  is equal to  $k$ , within a section containing  $n$  segments (or units of length), where  $p$  is probability of a failure of one segment ( $n$  and  $p$  are parameters of the binomial model).

Under the assumption that we defined a failure as an event with low probability and the observed tunnel section contains a sufficiently large number of segments, we can approximate the binomial distribution using the Poisson distribution and put

$$pn = \lambda L = \bar{N}_s, \quad (2)$$

where  $\lambda$  is the failure intensity, i.e. the mean number of failures per one unit of tunnel length, and  $L$  is the total length of the tunnel. The product of these two values expresses the mean number of failures  $\bar{N}_s$  within a tunnel section with the length of  $L$  or a tunnel segment containing  $n$  segments. If we assume that only one failure can happen in one segment with the length of  $\Delta L = L/n$ , it applies that

$$p = \lambda \Delta L = \frac{n_s}{n}, \quad (3)$$

where  $n_s$  is the number of segments in which the failure really occurs and  $n$  is the total number of segments.

In the case of the usual single-parameter expression of the Poisson distribution, the mean number of failures would be the only parameter of this distribution. However, it is beneficial if separate expressing of intensity  $\lambda$  and length  $L$  is maintained and the realisation of a failure during tunnel excavation is modelled as Poisson process (see e.g. [15]), where we follow the number of events in dependence on the tunnel length instead of the number of events during a time interval.

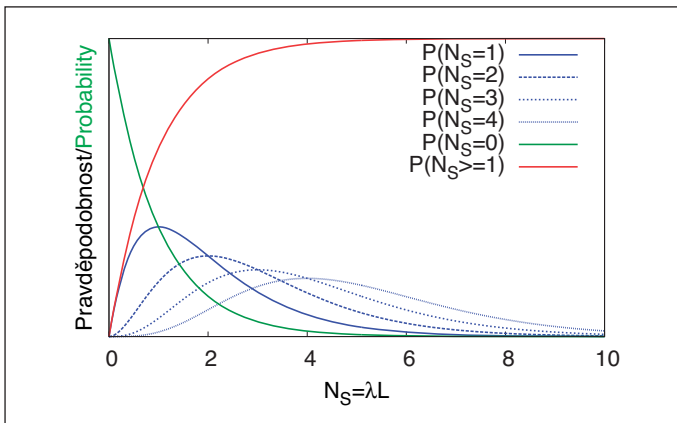
Probability that the number of failures in the observed section with the length of  $L$  will be exactly  $k$  is then expressed by the following relationship:

$$P(N_s = k | \lambda, L) = \frac{(\lambda L)^k}{k!} \exp(-\lambda L). \quad (4)$$

Courses of the probability of realisation of exactly  $k$  number of failures in dependence on the chosen parameter  $\lambda L$  for various values of  $k$  are presented in Fig. 5. The curve  $P(N_s \geq 1 | \lambda, L)$  illustrates the probability that at least one failure will take place and it applies that

$$P(N_s \geq 1 | \lambda, L) = \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(\lambda L)^k}{k!} \exp(-\lambda L) = 1 - P(N_s = 0 | \lambda, L) = 1 - \exp(-\lambda L) \quad (5)$$

As it is obvious from Fig. 5, the probability that at least one failure will happen grows with the increasing intensity of failure  $\lambda$  and growing length of the mined section  $L$ .



Obr. 5 Průběhy pravděpodobnosti realizace daného počtu selhání v závislosti na zvoleném parametru  $\lambda$  a délce tunelu  $L$

Fig. 5 Curves of probability of given number of accidents vs. chosen parameter  $\lambda$  and tunnel length  $L$

$$P(N_s = k) = \frac{\left(\sum_i \lambda_i L_i\right)^k}{k!} \exp\left(-\sum_i \lambda_i L_i\right), \quad (6)$$

kde  $L_i$  je délka  $i$ -tého kvazi-homogenního úseku a  $\lambda_i$  je intenzita selhání v tomto úseku. Průměrná intenzita selhání pro tunel jako celek pak může být určena jako

$$\lambda = \frac{\sum_i \lambda_i L_i}{L}. \quad (7)$$

### 3.2 Stanovení intenzity selhání a pravděpodobnosti selhání jednoho segmentu

Základním problémem odhadu pravděpodobnosti havárie ražby tunelu je stanovení intenzity selhání  $\lambda$  (resp. pravděpodobnosti  $p$  selhání jednoho segmentu v případě použití binomického modelu – viz rov. 3). Pro určení těchto parametrů je možné použít:

- Přímý expertní odhad (viz odst. 3.3)
- Odhad na základě analýzy historických dat (viz odst. 3.3)
- Odhad založený na výpočtu spolehlivosti konstrukce (viz odst. 4).

Vzhledem k tomu, že každý z těchto přístupů má svá omezení, je optimální metody kombinovat a pokusit se případné rozdíly ve výsledcích racionálně vysvětlit. Stanovení pravděpodobnosti selhání na základě výpočtu spolehlivosti konstrukce sice umožňuje velmi detailní modelování náhodných fyzikálních podmínek ovlivňujících realizaci selhání, nepostihne však významný vliv dalších faktorů, jako jsou nedostatečné nebo špatně interpretované výsledky geotechnického průzkumu, chyby výpočtových modelů použitých při návrhu konstrukcí, nedodržování technologického postupu, neuspokojivé řízení výstavby atd. Stanovení intenzit na základě analýzy historických dat je oproti tomu přístupem spíše statistickým, průměrným. Bere v úvahu selhání zaviněná celým spektrem faktorů, hlavním nebezpečím je však jejich chybné posouzení a chybné vyhodnocení individuálních podmínek řešeného tunelu. V raných fázích projektu, kdy jsou informace o projektu velmi omezené, je přístup založený na analýze historických dat v podstatě jediný možný a může přinést velmi uspokojivé odhady.

Intenzita selhání v případě závalu, nadměrných deformací, průvalu vody apod. je ovlivněna technologií ražby a geotechnickými podmínkami v okolí výrubu. Vliv mají ale i další faktory, především kvalita projektu a kvalita provádění. V tunelech ražených v obdobných podmínkách se pak dá očekávat obdobná intenzita selhání.

Definice faktorů ovlivňujících intenzitu  $\lambda$  je závislá na typu selhání (např. geotechnické podmínky zvyšující pravděpodobnost realizace závalu nemusí být rizikové z hlediska průvalu vody), zároveň by však měla být dostatečně obecná, aby bylo možné porovnávat jednotlivé projekty mezi sebou. Jako dostačující se jeví klasifikovat každou kategorii podmínek, tj. geotechnické podmínky, kvalitu projektu a kvalitu provádění, na příznivé a nepříznivé (resp. uspokojivé/neuspokojivé). Na základě této kategorizace pak dostáváme osm možných kombinací těchto faktorů, které označíme jako režimy  $E_1$ - $E_8$ :

$$\begin{aligned} E_1 &= G \cap \bar{D} \cap \bar{C}, E_2 = \bar{G} \cap \bar{D} \cap C, E_3 = \bar{G} \cap D \cap \bar{C} \\ E_4 &= G \cap \bar{D} \cap C, E_5 = G \cap D \cap \bar{C}, E_6 = \bar{G} \cap D \cap C, \\ E_7 &= G \cap D \cap C, E_8 = \bar{G} \cap \bar{D} \cap \bar{C} \end{aligned} \quad (8)$$

As the conditions affecting the materialisation of a failure vary along the tunnel route (see paragraph 3.2), the tunnel must be divided into kind of quasi-homogenous sections, i.e. sections for which it is possible to consider the intensity of failure to be constant and the Poisson process to be homogenous. The analysis can be carried out either separately for each section or the entire excavation can be modelled as the non-homogenous Poisson process, for which it applies

$$P(N_s = k) = \frac{\left(\sum_i \lambda_i L_i\right)^k}{k!} \exp\left(-\sum_i \lambda_i L_i\right) \quad (6)$$

where  $L_i$  is the length of the  $i$ -th quasi-homogenous section and  $\lambda_i$  is intensity of failure within this section. Then the mean intensity of failure for the tunnel as the whole tunnel can be determined as

$$\lambda = \frac{\sum_i \lambda_i L_i}{L}. \quad (7)$$

### 3.2 Determination of intensity of failure and probability of failure for one segment

A basic problem of the estimation of probability of an accident during the tunnel construction is the determination of the intensity of failure  $\lambda$  (or probability  $p$  of a failure of one segment in the case of using the binomic model – see equation 3). It is possible to use the following tools for the determination of the parameters:

- Direct expert estimation (see par. 3.3)
- Estimation based on an analysis of historic data (see par. 3.3)
- Estimation based on the calculation of structural reliability (see par. 4)

With respect to the fact that each of these approaches has its own limitations, it is optimal if the methods are combined and attempts are made to rationally explain contingent differences in the results. It is true that the determination of the probability of failure on the basis of the calculation of structural reliability makes very detailed modelling of random physical conditions influencing the realisation of a failure possible, but it does not express the important effect of other factors, e.g. insufficient or incorrectly interpreted results of geotechnical survey, errors in calculation models applied to the structural design, breaching of technological procedures, unsatisfactory management of construction work etc. In contrast, the determination of intensities on the basis of an analysis of historic data is a statistic approach working with averages. It takes into consideration failures resulting from a wide variety of factors, but the main threat is that the assessment of the factors will be wrong and individual conditions of the tunnel being solved will be evaluated erroneously. In early phases of a design where information on the project is very limited, the approach based on an analysis of historic data is in substance the only possible and can provide very satisfactory estimation.

The intensity of failure in the case of a collapse, excessive deformations, incursion of water etc. is influenced by the excavation technique and geotechnical conditions in the excavation surroundings. But even other factors have influence, first of all the quality of the design and construction. In tunnels mined on similar conditions it is possible to expect a similar intensity of failure.

Definition of factors affecting the intensity  $\lambda$  depends on the failure type (e.g. geotechnical conditions increasing the probability of developing a collapse do not have to be risky in terms of incursion of water). But, at the same time, description of these conditions should be sufficiently general so that mutual comparing of individual projects is possible. It appears to be sufficient if each category of conditions (i.e. geotechnical conditions, design quality and quality of construction), is classified as favourable or unfavourable (or satisfactory or unsatisfactory). Based on this categorisation, we receive eight possible combinations of these factors; we denote them as regimes  $E_1$ - $E_8$ :

$$\begin{aligned} E_1 &= G \cap \bar{D} \cap \bar{C}, E_2 = \bar{G} \cap \bar{D} \cap C, E_3 = \bar{G} \cap D \cap \bar{C} \\ E_4 &= G \cap \bar{D} \cap C, E_5 = G \cap D \cap \bar{C}, E_6 = \bar{G} \cap D \cap C, \\ E_7 &= G \cap D \cap C, E_8 = \bar{G} \cap \bar{D} \cap \bar{C} \end{aligned} \quad (8)$$

where  $G$  is for unfavourable conditions and  $\bar{G}$  for favourable ones,  $D$  is for unsatisfactory quality of design and  $\bar{D}$  for satisfactory design quality and  $C$  is for unsatisfactory quality of construction and  $\bar{C}$  for satisfactory quality of construction. (Regime  $E_1$  is therefore a combination of unfavourable geotechnical conditions but satisfactory quality of both the design and construction etc.). Because couples of complementary phenomena are dealt with, the following applies to their probabilities:

kde  $G$  značí nepříznivé a  $\bar{G}$  příznivé geotechnické podmínky,  $D$  neuspokojivou a  $\bar{D}$  uspokojivou kvalitu projektu a  $C$  neuspokojivou a  $\bar{C}$  uspokojivou kvalitu provádění. (Režim  $E_i$  je tedy kombinací nepříznivých geotechnických podmínek, ale uspokojivé kvality projektu i provádění atd.) Protože se jedná o dvojice doplňkových jevů, pro jejich pravděpodobnosti platí

$$\begin{aligned} P(\bar{G}) &= 1 - P(G) \\ P(\bar{D}) &= 1 - P(D) \\ P(\bar{C}) &= 1 - P(C) \end{aligned} \quad (9)$$

K jednotlivým režimům je možné přiřadit konkrétní hodnotu  $\lambda_i$  pro daný typ selhání a pro danou technologii ražby.

Alternativou je klasifikace geotechnických podmínek např. na základě tříd NRTM popř. jiných klasifikačních systémů, v tomto případě však počet kombinací (režimů) podstatně vzroste a odhad intenzit selhání může být komplikovanější.

Jak už bylo zmíněno výše, při vhodné definici režimů (resp. podmínek  $G$ ,  $D$  a  $C$ , jejichž kombinace jednotlivé režimy tvoří), je možné považovat režim  $E_i$  za obdobný u různých tunelových projektů a předpokládat tak, že i intenzita selhání  $\lambda_i$  je pro tyto různé tunely srovnatelná. Určímeli tedy hodnotu intenzity selhání pro daný režim na základě zkušeností z dřívějších projektů, jsme schopni přesněji predikovat pravděpodobnost selhání i pro budoucí projekt. Výsledný odhad středního počtu selhání je pak závislý především na zastoupení (resp. pravděpodobnosti) jednotlivých režimů a na délce řešeného tunelu. Delší tunel nebo tunel s větším zastoupením nepříznivých režimů spojených s vysokou intenzitou selhání bude mít tedy jako celek vyšší pravděpodobnost selhání.

### 3.3 Aplikace modelu, analýza historických dat

Navržený pravděpodobnostní model byl aplikován pro odhad pravděpodobnosti závalu u čtyř tunelů ražených v ČR během posledních deseti let (viz tab. 1). Pro každý z tunelů byl experty vyhodnocen podíl nepříznivých geotechnických podmínek na celkové délce tunelu  $P(G)$ . Pomocí navržené hodnotící stupnice byla dále expertně ohodnocena pravděpodobnost neuspokojivé kvality projektu  $P(D)$  a provádění  $P(C)$ .

Pro jednotlivé režimy (definované stejně jako v rov. 8) byly stanoveny pravděpodobnosti realizace alespoň jednoho selhání na referenční délce tunelu ( $L_{ref} = 1 \text{ km}$ ). Tento přístup se jevil z hlediska využití expertního odhadu jako snadnější než přímé určení intenzit  $\lambda_i$ , které mohou být z odhadnutých pravděpodobností snadno vyjádřeny pomocí rov. 5. Úseky tunelu budované v jednotlivých režimech tak byly považovány za kvazi-homogenní.

Střední hodnota selhání, kterou je třeba znát k ocenění rizika (viz dále), byla stanovena jako součet středních hodnot selhání v jednotlivých kvazi-homogenních úsecích podle

$$\bar{N}_s = \sum_{i=1}^{i=8} \lambda_i L_i = \sum_{i=1}^{i=8} \lambda_i P(E_i) L, \quad (10)$$

kde  $P(E_i)$  je pravděpodobnost režimu  $E_i$  a  $L$  je celková délka tunelových trub hodnoceného tunelu. Pravděpodobnost jednotlivých režimů je přitom jednoznačně určena pravděpodobnostmi  $P(G)$ ,  $P(D)$  a  $P(C)$ . V případech, kdy je stanovený střední počet selhání vyšší než počet skutečně realizovaných selhání, by bylo celkové riziko nadhodnoceno a naopak.

Dále byla dle rov. 7 stanovena hodnota průměrné intenzity selhání  $\lambda$ . Pravděpodobnost  $P(k = obs_s | \lambda, L)$  vypočtená dle rov. 4, tedy pravděpodobnost, že počet selhání v konkrétním tunelu je právě roven pozorovanému počtu závalů, je u většiny analyzovaných tunelů nízká. Důvodem je, že byly vybrány především modely s vysokým počtem závalů. Jak je vidět z obr. 5, pravděpodobnost realizace vyššího počtu selhání je poměrně malá i v případě delších tunelů a tunelů s vyššími intenzitami selhání. Hodnocené tunely tedy nelze považovat za standardní vzorek ražených tunelů, ale naopak za ojedinělé, spíše nešťastné případy.

Tab. 1 Vstupní data a výsledky analýzy dat z realizovaných projektů  
Table 1 Input data and results of the analysis of data gathered from completed projects

Tunel / Tunnel		T1	T2	T3	T4
Délka tunelových trub / Length of tunnel tubes	$L$ [km]	2,9	0,90	0,56	1,05
Počet selhání / Number of failures	$obs_s$	2	1	2	0
Pravd. nepříznivých geotech. podmínek / Prob. of unfavourable geotechnical conditions	$P(G)$	0,45	0,35	1	0,17
Pravd. neuspokojivé kvality projektu / Prob. of unsatisfactory quality of design	$P(D)$	0,36	0,32	0,06	0,02
Pravd. neuspokojivé kvality provádění / Prob. of unsatisfactory quality of construction	$P(C)$	0,44	0,34	0,12	0,12
Odhad středního počtu selhání / Assessment of average number of failures	$\bar{N}_s$	3,74	0,93	0,72	0,09
Průměrná intenzita selhání / Average intensity of failures	$\lambda$ [ $\text{km}^{-1}$ ]	1,29	1,03	1,27	0,086
$P(k = obs_s   \lambda, L)$	-	0,17	0,37	0,13	0,91

$$\begin{aligned} P(\bar{G}) &= 1 - P(G) \\ P(\bar{D}) &= 1 - P(D) \\ P(\bar{C}) &= 1 - P(C) \end{aligned} \quad (9)$$

The individual regimes can be assigned a concrete value  $\lambda_i$  for the particular type of failure and for the particular tunnel excavation technique.

The classification of geotechnical conditions on the basis of the NATM classes or other classification systems, is an alternative. However, in this case the number of combinations (regimes) will substantially increase and the estimation of intensities of failures can be more complicated.

As mentioned above, when the definition of the regimes (or conditions  $G$ ,  $D$  and  $C$  the combinations of which form the individual regimes) is suitable, it is possible to consider regime  $E_i$  to be similar at various tunnel construction projects, thus to expect that the intensity of failure  $\lambda_i$  is also comparable for these various tunnels. Therefore, if we determine the value of the intensity of failure for the particular regime on the basis of experience from previous projects, we are able to predict the probability of failure more exactly even for the future project. Then the resultant estimation of the mean number of failures depends first of all on the proportion (or probability) of individual regimes and on the length of the tunnel being solved. Evidently, the probability of failure in the case of a longer tunnel or a tunnel where the proportion of unfavourable regimes associated with high intensity of failure will be generally higher.

### 3. 3 Applications of the model; analysis of historic data

The proposed probability model was applied to the estimation of probability of a collapse of four tunnels mined in the Czech Republic during the past decade (see Table 1). The proportion of unfavourable geotechnical conditions within the total tunnel length  $P(G)$  was assessed by experts for each of the tunnels. In addition, experts assessed the probability of unsatisfactory quality of design  $P(D)$  and unsatisfactory quality of construction  $P(C)$  with utilisation of a proposed evaluation scale.

Probabilities of materialising at least one failure on the reference length of the tunnel ( $L_{ref} = 1 \text{ km}$ ) were determined for individual regimes which were defined in the same way as in equation (8). From the perspective of the use of expert estimation, this approach appeared to be easier than the direct determination of intensities  $\lambda_i$ . Intensities can be easily expressed from the estimated probabilities by means of equation (5). Thus the tunnel sections constructed in the individual regimes were considered to be quasi-homogeneous.

The mean value of failure, which must be known for the purpose of the risk assessment (see below), was determined as a summary of mean values of failure in individual quasi-homogeneous sections according to the following equation:

$$\bar{N}_s = \sum_{i=1}^{i=8} \lambda_i L_i = \sum_{i=1}^{i=8} \lambda_i P(E_i) L, \quad (10)$$

where  $P(E_i)$  is the probability of regime  $E_i$  and  $L$  is the total length of tubes of the tunnel being assessed. The probability of the individual regimes is unambiguously determined by probabilities  $P(G)$ ,  $P(D)$  and  $P(C)$ . In the cases where the determined mean number of failures is higher than the number of actually encountered failures, the risk would be overvalued and vice versa.

In addition, the value of the mean intensity of failure  $\lambda$  was determined according to equation (7). Probability  $P(k = obs_s | \lambda, L)$  calculated using equation (4), which expresses probability that the number of failures in a particular tunnel is just equal to the number of recorded collapses, is low for the majority of the tunnels being analysed. This is so because of the fact that cases with a high number of collapses were primarily selected. As it is obvious from Fig. 5, the probability of realisation of a higher number of failures is relatively low even in the case of longer tunnels and tunnels with

Expertní odhady pravděpodobností selhání v jednotlivých režimech (a tím i korespondujících intenzit selhání  $\lambda_i$ ) se mezi jednotlivými experty výrazně lišily – viz obr. 6. To ukazuje na potřebu stanovení doporučených hodnot těchto parametrů na základě analýzy historických dat, např. s využitím bayesovské analýzy – viz [18]. K získání věrohodných výsledků je však nutné provést analýzu většího souboru historických dat, než jaký byl k dispozici v rámci této studie. Bližší informace o hodnocených tunelových projektech lze nalézt v [19].

### 3.4 Odhad škod a ocenění rizika

Jak dokládá obr. 3, opakování havárií v rámci jednoho tunelu je poměrně častým jevem. Přestože ve vstupních datech pro graf jsou zahrnuty nehody různých kategorií, opakování havárie je nezanedbatelné i v rámci jedné kategorie. Při ocenění rizika tedy nelze variantu více než jednoho výskytu selhání zanedbat. Riziko tedy můžeme vyjádřit jako

$$R = \sum_{k=1}^{\infty} P(N_s = k) \times D_k, \quad (11)$$

kde  $P(N_s = k)$  je pravděpodobnost, že dojde právě ke  $k$  selháním a  $D_k$  je škoda způsobená právě  $k$  selháními. Za předpokladu, že škoda  $D_k$  způsobená  $k$  haváriemi je  $k$ -násobkem škody  $D_1=D$  způsobené jednou havárií, můžeme riziko vyjádřit jako součin středního počtu selhání  $\bar{N}_s$  a škody způsobené jedním selháním, a tedy

$$R = \bar{N}_s \times D. \quad (12)$$

Výše škody je ovlivněna mnoha faktory od velikosti havárie, po čas a místo, kde k ní dojde. Je tedy nutné uvažovat různé scénáře, ke kterým může v důsledku havárie dojít. Vedle hmotných škod a délky zdržení stavby je přitom nutné zohlednit i případné ohrožení lidských životů a zdraví, ohrožení životního prostředí apod. Škodu tedy můžeme odhadnout jako

$$D = \sum_i P[Sc(i)] \times D(i), \quad (13)$$

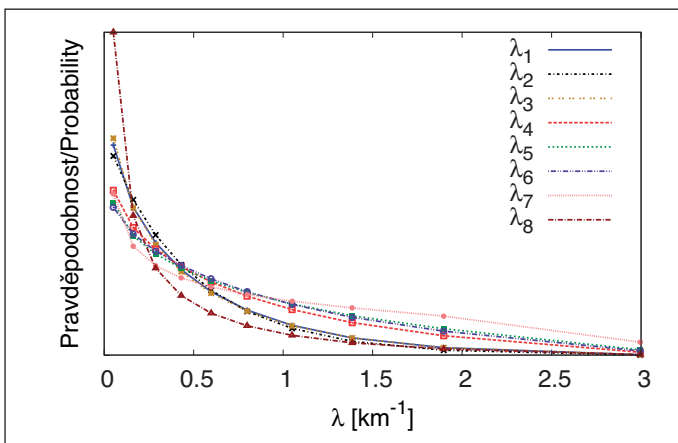
kde  $P[Sc(i)]$  je pravděpodobnost  $i$ -tého scénáře a  $D(i)$  je očekávaná škoda spojená s tímto scénářem.

Nejistota spojená s odhadem škody může být i přes provedení analýzy scénářů značná, a to především v případech, kdy je v daném scénáři uvažováno zasažení budov, infrastruktury apod.  $D(i)$  je v takovém případě vhodné popsat jako náhodnou proměnnou pomocí pravděpodobnostního rozdělení (doporučit lze např. normální rozdělení, beta-rozdělení nebo trojúhelníkové rozdělení).

Pro identifikaci a odhad pravděpodobností jednotlivých scénářů lze (obzvláště ve složitějších případech, jako jsou tunely v zastavěném území) využít např. metodu ETA (Event Tree Analysis) – viz [16].

## 4. SPOLEHLIVOST KONSTRUKCE

Pravděpodobnostní stanovení spolehlivosti konstrukce je důležitou součástí ocenění rizik, a to i přesto, že standardní spolehlivostní výpočty postihují pouze část ze spektra faktorů, které mohou selhání procesu ražby nebo výsledné konstrukce tunelu iniciovat (viz odst. 3.2 nebo [20]). (Problematika pravděpodobnostního přístupu při sledování spolehlivosti vlastního tunelu i nadložních staveb při postupu výstavby je široce diskutována v publikaci [21]). Při spolehlivostních výpočtech jsou totiž jako náhodné parametry ovlivňující stabilitu konstrukce uvažovány



Obr. 6 Četnost volby intenzit závalů (tj. počtu závalů na 1 km TT) pro jednotlivé režimy na základě expertních odhadů

Fig. 6 Frequency of cave-in collapses intensities for particular regimes (i.e. number of collapses per 1 km of the tunnel) obtained by expert assessment

higher intensities of failure. The assessed tunnels therefore cannot be considered to be a standard sample of mined tunnels; even the opposite, they are isolated, rather unfortunate cases.

The estimates of the probabilities of failure for the individual regimes (thus also the corresponding intensities of failure  $\lambda_i$ ) provided by individual experts significantly differed from each other – see Fig. 6. This fact points to the need of setting recommended values of these parameters based on an analysis of historic data. For this purpose for example Bayesian analysis is applicable – see, e.g. [18]. However, to obtain plausible results it is necessary to carry out an analysis of a larger set of historic data than the set which was available within the framework of this study. More detailed information on the assessed tunnel projects can be found in [19].

### 3. 4 Estimation of damage and evaluation of risk

As documented in Fig. 3, the repetition of incidents within the framework of one tunnel is a relatively frequent phenomenon. Despite the fact that incidents of various categories are incorporated into the input data used for the chart, the repetition of them is non-negligible even within the framework of one category. Therefore, when a risk is being evaluated, a variant containing more than one failure must not be neglected. Therefore, we can express the risk as

$$R = \sum_{k=1}^{\infty} P(N_s = k) \times D_k, \quad (11)$$

where  $P(N_s = k)$  is the probability that the number of failures will be just  $k$  and  $D_k$  is the damage caused by  $k$  number of failures. Assuming that damage  $D_k$  caused by  $k$  number of incidents is a  $k$ -multiple of damage  $D_1=D$  caused by one incident, we can express the risk as a product of multiplying the mean number of failures  $\bar{N}_s$  and the loss caused by one failure:

$$R = \bar{N}_s \times D. \quad (12)$$

The damage is affected by many factors, starting from the magnitude of the incident up to the time and location in which it happens. It is therefore necessary to take into consideration various scenarios which can take place as a result of an incident. Apart from material damage and duration of construction delay it is advisable to take into consideration potential threatening of human lives and health, environmental impact etc. The loss can be expressed as

$$D = \sum_i P[Sc(i)] \times D(i), \quad (13)$$

where  $P[Sc(i)]$  is probability of the  $i$ th scenario and  $D(i)$  is the anticipated loss associated with this scenario.

The uncertainty associated with the damage estimation can be significant despite the fact that the analysis of scenarios was carried out, first of all in the cases where the particular scenario includes damage to buildings, infrastructure etc. In such a case it is reasonable to describe the  $D(i)$  as a random variable by means of the probability distribution (it is possible to recommend for instance the normal distribution, beta-distribution or triangular distribution).

It is possible for the identification and estimation of probabilities of individual scenarios (especially in more complicated cases such as in case of city tunnels) to use, for example, the Event Tree Analysis (ETA) method – see [16].

## 4. STRUCTURAL RELIABILITY

Probabilistic determination of structural reliability is an important part of risk assessment, despite the fact that standard reliability calculations cover only a part of the spectrum of factors which can initiate a failure of the tunnel excavation process or the final tunnel structure (see par. 3.2 or [20]). (Problems of the probabilistic approach applied to the observation of reliability of the tunnel itself and overlying structures during the progressing construction are widely discussed in publication [21]). The reason is that only physical conditions (above all the random character of the geotechnical environment, but also random properties of the structure) are taken into consideration in reliability calculations as random parameters affecting the structural stability, and the influence of the human factor is not accounted for. The probability of a failure can be therefore underestimated, especially in the case of assessing an incomplete structure (e.g. before the secondary lining is completed), where the quality of design and construction plays an especially important role with respect to the small reliability margins of such a structure. In addition, detailed information on the project is necessary for the assessment of a structure; it is therefore possible to carry it out only in final phases of the planning and design. In spite of its limitations, the assessment of reliability of structures should be part of the design. The models should cover not only standard situations but also selected critical points

pouze fyzikální podmínky (především náhodný charakter geotechnického prostředí, ale i náhodné vlastnosti konstrukce), nepočítá se s vlivem lidského faktoru. Pravděpodobnost selhání tedy může být podhodnocena, a to obzvláště v případě posuzování nekompletní konstrukce (např. před dokončením sekundárního ostění), kdy kvalita návrhu a provedení hraje obzvláště významnou roli vzhledem k minimální rezervě spolehlivosti. K posouzení konstrukce je navíc třeba mít detailní informace o projektu, je jej tedy možné provádět až ve finálních fázích přípravy. Přes své limity by mělo být posouzení spolehlivosti navrhovaných konstrukcí součástí výsledného návrhu. Měly by být modelovány nejen standardní situace a způsoby zajištění výrubu, ale především vybraná kritická místa (např. rozplety, základy apod.), nebo i možné kritické situace, které mohou nastat při procesu ražby (nedodržení technologického postupu, neprovedení předstihového zajištění čelby atd.).

Základem pro spolehlivostní výpočty je výstižný popis náhodných proměnných, který by měl být založen nejen na geotechnickém průzkumu dané lokality, ale i na dřívějších zkušenostech z obdobných lokalit a na obecných vlastnostech konkrétního parametru (typické rozložení pravděpodobnosti, typická variabilita atd.). Měly by být postihnuty dva různé typy nejistot obsažených v těchto proměnných:

- Aleatorické nejistoty, které jsou způsobené přirozenou nehomogenitou a proměnlivostí vlastností prostředí v prostoru a čase.
- Epistemické nejistoty, tj. nejistoty způsobené omezenou znalostí prostředí, které mohou být dodatečným průzkumem redukovány.

Možností upřesnění statistik vstupních souborů je věnován příspěvek [22].

Úkolem spolehlivostního výpočtu je pak stanovit pravděpodobnost poruchy  $P_f$ , tj. pravděpodobnost, že dojde k takové kombinaci náhodných parametrů, při které je účinek zatížení konstrukce vyšší než její odolnost. Metody pro výpočet spolehlivosti lze rozdělit do dvou základních skupin – metody analytické a simulační.

Široce používanou analytickou metodou se stala aproximační metoda FORM a z ní odvozené varianty (SORM, FOSM, AFOSM ad.). Tyto metody spočívají ve vhodné transformaci různých rozložených náhodných proměnných a na jejich základě definovaného vztahu (limit state function) odolnosti  $R$  a účinku zatížení  $S$  do standardního normálního prostoru. Tady může být snadno určen index spolehlivosti  $\beta$  dané konstrukce a z něj i samotná pravděpodobnost poruchy. Více informací viz např. [23].

Vzhledem k rostoucí výkonnosti počítačů se v poslední době začaly uplatňovat především různé simulační techniky. Notoricky známým přístupem je metoda Monte Carlo (MC), jejíž principem je opakování statického výpočtu řešené konstrukce (např. FEM) s různými kombinacemi vstupních proměnných, jež jsou popsány svým pravděpodobnostním rozdělením, a stanovení chování konstrukce pro každou z těchto kombinací. Pravděpodobnost poruchy je tedy definována jako počet simulací, při kterých k poruše došlo ku celkovému počtu simulací. Problematika odezvy povrchových konstrukcí na proces ražby tunelu je řešena např. v [24].

Vzhledem k tomu, že se však v případě určení pravděpodobnosti poruchy nezajímáme o průměrnou rezervu spolehlivosti, ale spíše o extrémní případy, kdy je únosnost menší než zatížení, není metoda MC u složitějších konstrukcí efektivní, protože vyžaduje velké množství opakovaných výpočtů. Lze proto využít techniky, které se snaží vybírat kombinace vstupních proměnných efektivněji, tj. v blízkosti oblasti poruchy, a významně tak omezit náročnost výpočtů. Takovými metodami jsou importace sampling, directional sampling ad. Méně často používaná ale velmi efektivní může být potom metoda subset sampling, při které se množina, ze které vybíráme náhodné proměnné, postupně zmenšuje, až je velmi blízká oblasti poruchy (tj. množinou, kde každý bod představuje kombinaci hodnot náhodných proměnných, která vede k poruše). Příklad aplikace v geotechnice lze nalézt např. v [25]. Počet simulací lze také výrazně zredukovat aplikací metody LHS (Latin Hypercube Sampling).

## 5. ZÁVĚR

Rostoucí nároky na kvalitu a rychlost výstavby, zvětšující se rozsah a provázanost velkých infrastrukturních projektů a rozvoj nových technologií kladou stále větší nároky na plánování výstavby i údržby stavebních děl. Současná praxe upřednostňující při rozhodování osobní zkušenosti a intuici před formalizovanými postupy, které jsou zcela běžné v jiných průmyslových odvětvích, je způsobena především značnou decentralizací stavebního průmyslu, jedinečností stavebních projektů, časovou vytížeností zkušených pracovníků, ale i zažitými zvyklostmi. Formalizace a objektivizace rozhodovacího procesu v různých fázích projektu na základě analýzy rizik a nejistot je přitom přínosem pro všechny subjekty působící v oboru i společnost jako celek. Má pozitivní vliv na efektivitu, kvalitu a bezpečnost staveb, usnadní přenos informací a zkušeností mezi různými projekty a umožní správu know-how v rámci organizací.

(e.g. beginning and end of the tunnel, emergency parking places etc.) or critical situations which may be encountered during the tunnel excavation process (inaccurate technological procedure, incorrect installation of measures approving rock/soil quality etc.).

The basis for reliability calculations is an apt description of random variables, which should be based not only on the geotechnical survey of the particular locality but also on previous experience from similar localities and on general characteristics of a particular parameter (typical distribution of probability, typical variability etc.). Two different types of uncertainties contained in these variables should be expressed:

- Aleatory uncertainties resulting from natural inhomogeneity and variability of properties of the environment in space and time.
- Epistemic uncertainties, i.e. uncertainties resulting from limited knowledge of the environment, which can be reduced by a supplementary survey.

The possibility of making statistics of input sets more accurate is discussed in paper [22].

The task for the reliability calculations is to determine the probability of failure  $P_f$ , i.e. probability that such a combination of random parameters will take place at which the effect of the load acting on the structure is higher than its resistance. Methods for reliability calculations can be divided into two basic groups – analytical methods and simulation methods.

The FORM approximation method and variants derived from this method (SORM, FOSM, AFOSM etc.) have become widely used analytical methods. These methods consist of proper transformation of random variables distributed in various ways and the limit state function (relationship between resistance  $R$  and the effect of load  $S$ ) into the standard normal space. They allow easy determination of reliability index  $\beta$  of the particular structure and, on the basis of this index, even the probability of failure itself. For more information see, e.g. [23].

With respect to the improving performance of computers, simulation techniques started to assert themselves lately most of all. A generally known approach is the Monte Carlo (MC) method. Its principle is repeating a structural analysis of the structure (e.g. using FEM) with various combinations of input variables, which are described by their probability distributions, and determining the behaviour of the structure for each of these combinations. The probability of failure is therefore defined as the proportion of the number of simulations during which a failure happened to the total number of simulations. Problems of the response of surface structures to the tunnel excavation process are solved e.g. in [24].

Because of the fact that when determining the probability of failure we are interested in extreme cases where the load-carrying capacity is lower than the load effect rather than in the average safety margin, the MC method is not effective for more complicated structures – it requires lots of repeated calculations. It is therefore possible to use techniques which try to select combinations of input variables in a more effective way, i.e. in the vicinity of the area of failure and thus to significantly reduce the number of calculations. Such the methods comprise the importance sampling, directional sampling etc. A less frequently used but very effective method can be then the subset sampling method, where the set from which we select random variables gradually diminishes up to the moment when it is very close to the area of failure (i.e. a set where each point represents the combination of values of random variables which leads to the failure). An example of the application in geotechnics can be found e.g. in [25]. The number of simulations can be also significantly reduced by applying the Latin Hypercube Sampling (LHS).

## 5. CONCLUSION

Growing demands for quality and speed of construction, the increasing scope and complexity of large infrastructural projects and the development of new technologies put ever heavier demands on planning of construction and maintenance of structures. The current construction praxis prefers in the decision making process personal experience and intuition to formalised procedures, which are common in other industrial branches. It is a result of significant decentralisation of the construction industry, the uniqueness of construction projects, working loads on experienced workers, but also of rooted routines. Formalisation and objectification of the decision making process in various phases of a project on the basis of analyses of risks and uncertainties is undoubtedly beneficial for all subjects acting in the construction industry and for the society as a whole. It has a positive influence on effectiveness, quality and safety of constructions, facilitates the information transfer amongst different projects and improves know-how management within the organisations.

The method of estimating a risk of failure of tunnel excavation which is described in this paper is an important part of a comprehensive analysis of project risks. As such it should be a basis for any important decision to be

Metoda pro odhad rizika selhání tunelové ražby popsána v tomto příspěvku je významnou součástí komplexní analýzy projektových rizik. Jako taková by tedy měla být podkladem pro každé významnější rozhodnutí v průběhu přípravy i výstavby tunelu od volby trasy a základních parametrů tunelu, přes výběr technologie, výběr dodavatele, až po operativní rozhodování při samotné ražbě tunelu. Při každém z těchto úkonů je samozřejmě přesnost odhadu odlišná, závisí na úrovni dostupných znalostí a informací. Predikce se tak zpřesňují jednak během přípravy projektu, především však během samotného provádění na základě skutečných pozorování.

Riziko selhání tunelové ražby samozřejmě není jediným kritériem při rozhodovacích procesech. Rozhodování za nejistoty na základě řady kritérií (pravděpodobnostního odhadu doby výstavby, LCC, bezpečnosti, vlivu na životní prostředí atd.) je velmi komplexní problém, při kterém je navíc třeba zohlednit individuální priority jednotlivých zainteresovaných stran. Tato problematika je sice teoreticky vyřešena, aplikace ve stavebnictví jsou však zatím ojedinělé a jsou založeny na mnoha zjednodušujících předpokladech. Přiblížení této problematiky je nad rámec tohoto příspěvku, bližší informace lze získat např. v [26].

### Poděkování

Prezentované výsledky byly získány v rámci řešení grantového projektu Grantové agentury ČR č. 103/09/2016 a za podpory MŠMT, projekt IM0579.

ING. OLGA ŠPAČKOVÁ, *olga.spackova@fsv.cvut.cz*, ČVUT FSv,  
ING. TOMÁŠ EBERMANN, *ebermann@arcadisgt.cz*,  
ING. ONDŘEJ KOSTOHRYZ, *kostohryz@arcadisgt.cz*,  
ING. VÁCLAV VESELÝ, *vesely@arcadisgt.cz*,  
ARCADIS Geotechnika, a. s.,  
PROF. ING. JIŘÍ ŠEJNOHA, *DrSc., sejnoha@fsv.cvut.cz*,  
CIDEAS

Recenzoval: doc. Ing. Eva Hrubešová, Ph.D.

made during the process of planning and tunnel construction, starting from the selection of the route and basic tunnel parameters through the selection of the excavation technology, selection of the contractor, up to making operative decisions during the tunnel excavation itself. Of course, precision of the estimation differs at each of these operations, depending on the level of the knowledge and information available. The predictions are refined in this way both during the project planning stage and, first of all, during the construction work itself, on the basis of the observations made.

Obviously, the risk of a tunnel excavation failure is not the only criterion in decision-making processes. Making decisions under uncertainty on the basis of various criteria (probabilistic estimation of construction time, the LCC, safety, environmental impact etc.) is a very complex problem requiring, in addition, taking individual priorities of all stakeholders into consideration. Though the theoretical solution of this issue is known, applications in the construction industry are still scarce and they are based on many simplifying assumptions. More detailed discussion of the topic of decision making exceeds the scope of this paper; closer information can be obtained, e.g. in [26].

### Acknowledgements

The presented results were obtained within the framework of the solution of the Grant Agency of the CR grant project No. 103/09/2016 and with the support of the Ministry of Education, Youth and Sports, project No. IM0579.

ING. OLGA ŠPAČKOVÁ, *olga.spackova@fsv.cvut.cz*, ČVUT FSv,  
ING. TOMÁŠ EBERMANN, *ebermann@arcadisgt.cz*,  
ING. ONDŘEJ KOSTOHRYZ, *kostohryz@arcadisgt.cz*,  
ING. VÁCLAV VESELÝ, *vesely@arcadisgt.cz*,  
ARCADIS Geotechnika, a. s.,  
PROF. ING. JIŘÍ ŠEJNOHA, *DrSc., sejnoha@fsv.cvut.cz*,  
CIDEAS

### LITERATURA / REFERENCES

- [1] MIN, S. Y., KIM, T. K., LEE, J. S., EINSTEIN, H. H. Design and construction of a road tunnel in Korea including application of the Decision Aids for Tunneling – A case study. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2008, 23, pp. 91-102.
- [2] RUWANPURA, J. Y., ARIARATNAM, S. T. Simulation modeling techniques for underground infrastructure construction processes. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2007, 22, pp. 553-567.
- [3] ZHOU, F., ABOURIZK, S. M., FERNANDO, S. A simulation template for modeling tunnel shaft construction. *Proceedings of the 2008 Winter Simulation Conference*, pp. 2455-2461.
- [4] ISAKSSON, T., STILLE, H. Model for estimation of time and cost for tunnel projects based on risk. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2005, 38, pp. 373-398.
- [5] ESKESEN, S. D., TENGBORG, P., KAMPMANN, J., VEICHERTS, T. Guidelines for tunnelling risk management: International Tunnelling Association, Working Group No. 2. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2004, 19, pp. 217-237.
- [6] International Tunnelling Insurance Group. A code of practice for risk management of tunnel works, 2006.
- [7] Institution of Civil Engineers and the Faculty and Institute of Actuaries RAMP-Risk analysis and management for projects. London : Thomas Telford Ltd, 1998.
- [8] STAVEREN, M. Th. van. Uncertainty and Ground Conditions A Risk Management Approach. Butterworth-Heinemann, Oxford, 2006.
- [9] <http://www.risman.nl/>
- [10] Health & Safety Executive. The risk to third parties from bored tunnelling in soft ground – resech report 453. HSE Books, 2006.
- [11] Health & Safety Executive. Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) tunnels: a review of sprayed concrete lined tunnels with particular reference to London clay. HSE Books, 1996.
- [12] SEIDENFUß, T. Collapses in Tunnelling. Master Thesis, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik, 2006.
- [13] STALLMANN, M. Verbrüche im Tunnelbau, Ursachen und Sanierung. Diplomarbeit, Fachhochschule Stuttgart – Hochschule für Technik.
- [14] SOUSA, R. L. Risk analysis for tunneling projects. Dissertion, MIT, 2010.
- [15] DITLEVSEN, O., MADSEN, H. O. Structural Reliability Methods. Chichester : John Wiley & Sons Ltd., 1996.
- [16] ŠEJNOHA, J., JARUŠKOVÁ, D., ŠPAČKOVÁ, O., NOVOTNÁ, E. Risk quantification for tunnel excavation process. *Proceedings of World Academy of Science, Engineering and Technology*, 2009, 58, pp. 101-109.
- [17] ŠPAČKOVÁ, O., NOVOTNÁ, E., ŠEJNOHA, J. Tools for quantification of tunnel excavation risk. IAEG Congress, 2010.
- [18] GELMAN, A., CARLIN, J. B., STERN, H. S., RUBIN, D. B. Bayesian data analysis. New York : Chapman & Hall /CRC Press, 2004.
- [19] HLAVÁČEK, P., HLAVÁČKOVÁ, O., odb. konz. Ebermann, T. Analýza vývoje skutečného pole napětí a přetvoření v okolí čeleb tunelu a deformací povrchu terénu. Dílčí výzkumná zpráva řešení projektu GAČR reg. č. 103/09/2016, Praha, prosinec 2009.
- [20] BLOCKLEY, D. Risk based structural safety methods in context. *Structural Safety* 1999, 21, pp. 335-348.
- [21] ŠEJNOHA, J., NOVOTNÁ, E., ŠPAČKOVÁ, O., JARUŠKOVÁ, D. Pragmatic probabilistic models for quantification of tunnel excavation risk. Submitted to *Acta geodynamica et geomaterialia*.
- [22] NOVOTNÁ, E., JARUŠKOVÁ, D., ŠEJNOHA, J. Zvýšení spolehlivosti malých datových souborů pomocí doplňujících informací. Submitted to *Stavební obzor*.
- [23] NIKOLAIDIS, E., GHIOCEL, D. M., SINGHAL, S. Engineering design reliability handbook. Florida : CRC Press, Boca Raton, 2005.
- [24] KRÍSTEK, V., EBERMANN, T. Problematika predikce vývoje namáhání a přetvoření betonových konstrukcí ovlivněných ražbou podzemních děl. In *Stavební ročenka 2010*, Bratislava : JAGA Group, 2009.
- [25] PAPAIOANNOU, I., STRAUB, D. Geotechnical reliability updating using stochastic FEM. *Reliability and Optimization of Structural Systems*. London : Taylor & Francis Group, 2010.
- [26] BENJAMIN, J. R., CORNELL, C. A. Probability, statistics and decision for civil engineers. New York : McGraw-Hill, 1970.



# TUNELY V PROSTŘEDÍ FLYŠE – GEOTECHNICKÁ RIZIKA, PRAKTICKÉ ZKUŠENOSTI

## TUNNELS IN FLYSCH ENVIRONMENT – GEOTECHNICAL RISKS, PRACTICAL EXPERIENCE

VÁCLAV VESELÝ, OTA JANDEJSEK

### 1. ÚVOD

V pohoří Beskyd (CZ, PL, SK) byly v prostředí okrajového flyše severních Karpat raženy tři tunelové stavby: silniční tunel Laliki (120 m<sup>2</sup>, délka 700 m), železniční tunel Jablunkov (110 m<sup>2</sup>, délka 600 m) a průzkumná štola Polana (28 m<sup>2</sup>, délka 400 m). Přestože každý tunel leží v jiném státě a slouží jinému účelu, jejich vzájemná vzdálenost není větší než 30 km. To umožňuje provést určitá zobecnění pro tunelování v prostředí okrajového flyše. Článek prezentuje geotechnická rizika, která stavby provázela ve všech jejich fázích: geotechnický průzkum, interpretace dat a projekt, realizace stavby. Ve fázi přípravy stavby byla pro budoucí tunel Polana použita průzkumná štola. Během její ražby bylo možné ověřit si skutečnou reakci masivu, chování na tektonických poruchách, vodní režim a jeho ovlivnění. Autoři popisují použitou metodiku pro získání vstupních dat pro geotechnické výpočty a projekt velkého tunelu v prostředí flyše. Na tunelu Jablunkov autoři popisují mechaniku porušení masivu a ostění, která vedla k závalu v příportálovém úseku. Na základě zkušeností s realizací portálů a prvních úseků ražby byly přehodnoceny vstupní hodnoty, provedeny přepočty modelů a navrženy optimalizované stavební postupy, vhodné do heterogenního prostředí flyše. Tunel Laliki procházel prostředím postiženým častými tektonickými poruchami. Stavba operativně reagovala na nestabilitu na čelbě, přítoky vody, zvýšené a asymetrické deformace. Na základě analýzy komplexního monitoringu byla přijímána podpůrná opatření. Autoři popisují jejich různou účinnost a prezentují doporučení pro aplikaci v prostředí flyše.

### 2. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Geologicky se širší okolí nachází ve Vnějších Západních Karpatech tvořených převážně sedimenty flyšového charakteru (střídání jílovců, prachovců, pískovců a slepenců), které jsou zastoupeny slezskou a račanskou jednotkou. Obě tyto jednotky tvoří samostatné příkrovy nasunuté přes sebe tzv. magurským nasunutím. Složitá příkrovová stavba je doprovázena zlomovou tektonikou.

Z inženýrskogeologického hlediska je flyšový komplex typickým sesuvným územím. Trasy tunelů se nacházejí ve svrchní části slezské jednotky, tvořené převážně jílovcí s rohovcovitými a pískovcovitými polohami (menilitové souvrství). Tunely jsou raženy v nejméně příznivých geologických podmínkách, v souvrství drobně cyklického flyše, s převahou vápnitých jílovců, s velmi nízkou až extrémně nízkou pevností (dle ČSN 73 6133/2010 třídy R5-R6). Masiv je často hodnocen dle RMR jako špatný až extrémně špatný (< 25 bodů). Sklon a směr diskontinuit (vrstevnatosti) je třeba hodnotit jako nepříznivé (dle Bieniawski).

### 3. PRŮZKUMNÁ ŠTOLA POLANA, SK

Prvním tunelem vybudovaným ve výše zmiňovaném prostředí okrajového karpatského flyše byl dálniční tunel Horelica, dokončený v roce 2003. Po zkušenostech s extrémně obtížnou geologií jak při budování portálů, tak při vlastní ražbě tunelu bylo rozhodnuto, že IG průzkum pro další tunel na trase dálnice D3 bude proveden pomocí průzkumné štoly.

Průzkumná štola Polana byla vyprojektována v trase a v profilu budoucí únikové štoly pro dálniční tunel. Její délka měla být

### 1. INTRODUCTION

The following three tunnels were driven through the Beskids mountain range (CZ, PL, SK), through the environment formed by the boundary flysch of the Northern Carpathians: the Laliki tunnel (120m<sup>2</sup>, 700m long), Jablunkov railway tunnel (110m<sup>2</sup>, 600m long) and Polana exploratory gallery (28m<sup>2</sup>, 400m long). Even though each tunnel is found in another state and serves another purpose, the distance between them is not greater than 30km. Thanks to this fact it is possible to make certain generalisation about tunnelling in the environment formed by boundary flysch. This paper deals with geotechnical risks accompanying the construction during all its phases: a geotechnical survey, data interpretation and design, the construction implementation. An exploratory gallery was used for the future tunnel Polana in the construction planning phase. During the gallery excavation it was possible to verify the real response of rock mass, the behaviour in tectonic faults, the water regime and effects acting on it. The authors describe the method used for obtaining input data for geotechnical calculations and the design for the large tunnel in the flysch environment. Regarding the Jablunkov tunnel, the authors describe the mechanics of the rock mass and tunnel lining failure which led to a collapse in the portal section. The input values were re-evaluated on the basis of experience from the work on portals and initial sections of the excavation; models were recalculated and optimised construction procedures suitable for the heterogeneous flysch environment were designed. The Laliki tunnel passed through an environment affected by frequent tectonic disturbances. The project management operatively responded to instability of the face, water inflows, and increased and asymmetric deformations. An analysis of the comprehensive monitoring was the basis for adopting supportive measures. The authors describe the variable effectiveness of the measures and present recommendations for the application to a flysch environment.

### 2. GEOLOGICAL CONDITIONS

From the geological point of view, the wider surroundings are found in the External Western Carpathians, consisting mainly of flysch-type sediments (alternation of claystone, siltstone and conglomerates), which are represented by the Silesian and Račany Units. The two units form independent overthrusts slipped one over the other, forming the so-called Magura overthrust. The complex overthrust sheet structure is accompanied by fault tectonics.

From the engineering geological point of view, the flysch complex forms a typical slide area. The routes of the tunnels are found in the upper part of the Silesian Unit, consisting mainly of claystones with hornfels and sandstone interbeds (menilite series of strata). The tunnels are driven in the least favourable geological conditions formed by series of strata of slightly cyclic flysch with calcareous claystones prevailing and with very low to extremely low strength (classes R5-R6 according to ČSN 73 6133/2010). The rock mass is often assessed within the RMR as poor to extremely poor (<25 points). The dip and strike of discontinuities (the bedding) must be assessed as unfavourable (according to Bieniawski).

### 3. POLANA EXPLORATORY GALLERY, SK

The first tunnel built in the above-mentioned environment formed by the boundary Carpathian flysch was the Horelica motorway tunnel, which was completed in 2003. Having the experience with the extremely difficult geology obtained both during the construction of tunnel portals and during the tunnel excavation itself, the decision was made

600 m z celkových 800 m budoucí únikové štoly, s profilem 28 m<sup>2</sup>. Nakonec bylo rozhodnuto, že celková délka štoly bude 400 m a zbývající část bude prozkoumána klasickým IG průzkumem z povrchu a vrty z podzemí.

Ražba průzkumné štoly byla vedena dle zásad NRTM. Ražba byla prováděna co nejšetněji, tedy strojně za pomoci tunelbagru s impaktorem. Při výskytu lavic pevných pískovců o mocnosti >2 m muselo být, bohužel, použito trhacích prací. Ty se posléze ukázaly jako kritické. Lavice pískovců byly často obklopeny porušenými, laminovanými jílovcí. Pokud byl výskyt lavice pískovců omezen pouze na prostor čelby štoly a nikoli také v nadloží, při použití trhacích prací došlo k narušení nadložních porušených jílovců a tvorbě nadvýlomů. Trhací práce také výrazně ovlivnily přirozenou napjatost masivu a negativně ovlivnily výsledky průzkumných prací. Naštěstí musely být použity jen na velmi omezeném úseku ražby. Na úseku 30 m bylo uvnitř masivu také provedeno rozšíření profilu průzkumné štoly na profil kaloty budoucího dálničního tunelu. Zde byl také umístěn sdružený monitorovací profil a provedeny zkoušky in-situ.

Monitoring zahrnoval měření konvergencí, měření tlaku na ostění a napětí v ostění, měření deformací v okolí výrubu pomocí extenzometrů, nivelace na povrchu. Tato měření byla soustředěna do sdruženého profilu. Dále probíhalo sledování portálové oblasti inklinometry a geodetické sledování portálových stěn. Sdružený profil byl situován do místa rozšíření štoly na profil kaloty tunelu. Vrty pro extenzometry byly provedeny v podzemí do vějíře. Před zabudováním extenzometrů byly provedeny presiometrické zkoušky pro zjištění přirozené napjatosti masivu. Ve stejném profilu probíhalo měření napětí v ostění, zatížení ostění, konvergenční měření a nivelace na povrchu. Bylo zjištěno, že v podmínkách vysokého nadloží dosahuje zóna rozvolnění v okolí kaloty do vzdálenosti 4–6 m od ostění. K vývoji horninové klenby dochází během následujících 3 záběrů (3,6 m), tedy při vzdálení čelby na 0,7 x výška profilu od měřeného bodu. Deformační modul horniny ve směru kolmém na hlavní diskontinuity (vrstevnatosti) dosahuje 0,3–0,5 x hodnota ve směru paralelně k hlavním diskontinuitám (vrstevnatost) [2].

Na čelbě štoly byly odebrány vzorky hornin pro laboratorní zkoušky a zjištění pevnostních parametrů. Na základě dokumentace čelby, laboratorních zkoušek, zkoušek in-situ a výsledků monitoringu byly sestaveny kvazihomogenní celky. Ty byly podrobeny konfrontaci s Hoek-Brown teorií [1] a stanoveny pevnostní charakteristiky „homogenizovaného“ horninového masivu.

Samostatným fenoménem byla problematika podzemní vody v masivu. Masiv hory Polana, ve kterém probíhala ražba, je vodárenským zdrojem pro přilehlou obec. Proto byl prováděn podrobný hydromonitoring všech dotčených vodních zdrojů. Přestože byly na čelbě štoly zjištěny místy značné přítoky vody, nedošlo ke snížení hladiny vody ve sledovaných zdrojích. Zastížená podzemní voda byla striktně vázána na příčné tektonické linie nebo na zvodnělé lavice pískovců, obklopených nepropustnými jílovcí. Při ražbě podzemního díla tedy k ovlivnění vodních zdrojů evidentně může dojít, pouze však ve velmi omezeném rozsahu. Tzn. dojde k odvodnění dané, diskrétně omezené zvodně. K plošnému odvodnění masivu nedochází, jednotlivé zvodně jsou vzájemně izolovány.

Ražba průzkumné štoly byla zastavena po 400 m v relativně zdravém masivu s pravidelným střídáním deskovitých až laminovaných jílovců (R5-R5) a masivnějších pískovců (R2). Následný průzkum byl proveden pomocí horizontálních vrtů jednak do předpolí štoly, jednak směrem k budoucímu tunelu. Směr vrtu byl vždy volen co možná kolmo na vrstevnatost, tak bylo možné interpretovat co možná největší oblast masivu. Ve vrtech byly provedeny další presiometrické zkoušky. V prostoru portálů byly provedeny ověřovací vertikální vrty. Pro stanovení směru a sklonu hlavních ploch diskontinuit a vyšetření možných tektonických zón a násunů, byly v neprozkoumaném nadloží budoucího tunelu provedeny kopané sondy (šachtice). Tento poměrně jednoduchý nástroj přinesl cenné výsledky, zejména z pohledu sklonových poměrů diskontinuit v trase tunelu.



Obr. 1 Tunel Jablunkov – historické tunely, pohled na jižní portál  
Fig. 1 Jablunkov tunnel – historic tunnels, a view of the southern portal

that the EG survey for the next tunnel to be built on the D3 motorway route would be carried out by means of an exploratory gallery.

The Polana exploratory gallery was designed to follow the alignment and the cross-section of the future escape gallery for the motorway tunnel. Its length was to be 600m of the total length of the 800m of the escape gallery and the cross-sectional area was to be 28m<sup>2</sup>. Eventually, the decision was made that the total length of the gallery would be 400m and the remaining part would be investigated by a classical EG survey from the surface and boreholes drilled from within the underground.

The gallery was driven using the NATM. Rock was broken as gently as possible, it means mechanically by means of a tunnel excavator with an impactor. Unfortunately, over 2m thick banks of massive sandstone were encountered, which had to be excavated by the drill and blast technique. Blasting operations subsequently turned out to be critical. The sandstone banks were often surrounded by fractured laminated claystone. If the occurrence of sandstone was restricted only to the area of the gallery face and sandstone was not in the overburden, the fractured claystone appeared in the overburden and overbreaks developed when blasting was used. In addition, blasting operations significantly affected the natural state of stress in the rock mass and negatively affected results of surveys. Fortunately, explosives had to be used only within a very short section of the gallery excavation. The profile of the exploratory gallery was enlarged along a 30m long section inside the mountain mass to cover the entire profile of the top heading of the future motorway tunnel. This was also the location where a combined monitoring station was established and in-situ tests were conducted.

The monitoring comprised convergence measurements, measurement of pressures on the lining and stresses in the lining, extensometer measurements of deformations in the excavation surroundings and levelling survey of the ground surface. These measurements were concentrated to the combined monitoring station. In addition, the portal area was observed using inclinometers and the portal walls were followed by surveyors. The combined monitoring station was established in the location where the gallery cross-section expanded to assume the shape of the tunnel top heading profile. Drilling for extensometer boreholes in the underground was arranged in fans. Pressuremeter tests were carried out before the extensometers were installed, with the aim of determining the natural state of stress in the mountain mass. Measurements of the stress in the lining, loads acting on the lining and convergences, and levelling of the surface were carried out in the same profile. It was found out that the loose rock zone in the top heading surroundings reached up to the distance of 4-6m from the lining in the conditions of the high overburden. The natural ground arch developed during the following 3 excavation rounds (3.6m), i.e. at the moment when the face moved ahead to the distance from the measured point equal to 0.7 times the cross-section height. The modulus of deformation in the direction perpendicular to the main discontinuities (the bedding) reaches the value of 0.3 – 0.5 times the value in the direction parallel with the main discontinuities [2].

Ground samples for laboratory testing and determination of strength-related parameters were collected at the heading. Quasi-homogeneous units were developed on the basis of the excavation face documentation, laboratory tests, in-situ tests and results of the monitoring. The units were subjected to confrontation with the Hoek-Brown



Obr. 2 Tunel Jablunkov – geologie na čelbě  
Fig. 2 Jablunkov tunnel – geology at the heading

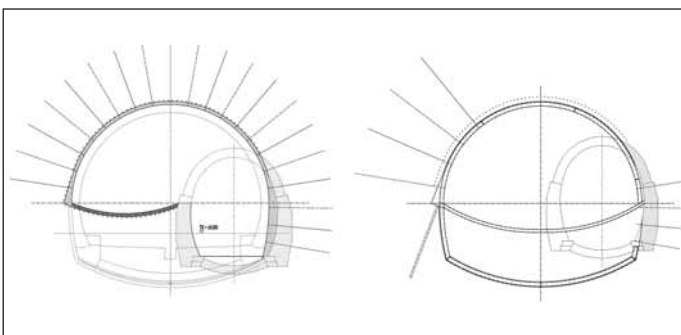
#### 4. TUNEL JABLUNKOV, CZ

Přestrojení, resp. rekonstrukci tunelu Jablunkov je třeba chápat jako ražbu nového podzemního díla, kdy z kamenného ostění původního tunelu (1917) je zachována jen část pravého opěří (v pohledu staničení). Nový tunel je budován pomocí NRTM a je situován do meziprostoru historických objektů. Jeho celková délka činí 612 m, z toho 564 m ražených. Po zprovoznění jedné koleje v novém tunelu bude proražena úniková propojka do staršího tunelu (1871), který bude z poloviny sloužit jako úniková štola, druhá jeho část bude zasypana (obr. 1).

##### 4.1 Geologický aspekt

Jablunkovský průsmyk, kterým tunel prochází, se ze širšího geologického pohledu nachází ve Vnějších Západních Karpatech tvořených převážně sedimenty flyšového charakteru (střídání jílovců, prachovců, pískovců a slepenců), které jsou zastoupeny slezskou a račanskou jednotkou. Obě tyto jednotky tvoří samostatné příkrovy nasunuté přes sebe tzv. magurským nasunutím.

Při ražbě kaloty byly ve  $\frac{3}{4}$  délky zastiženy zejména laminované tmavošedé jílovce, provrásněné, částečně zbrzdličnatělé až podrcené. Postižení těchto materiálu geodynamickými pohyby bylo značné. Velmi častý byl výskyt tzv. tektonických zrcadel, kdy plochy jílovců byly dokonale vyhlazeny do sklovité struktury. Jílovce dále obsahovaly tenké, nepravidelné vločky prachovců až pískovců (mocnost do 5 cm). Tvary vrstevnatosti byly málokdy ve tvaru přímeck, často v podobě vln a spirál, vytvořených geodynamickými ději vycházejícími z nasunutí jednotlivých příkrovů (obr. 2). Jílovce byly silně zvětřalé s převládající pevností R6, směrem do nadloží přecházely do pevného jílu (F8). Hornina se po odtěžení rozpadala na nesoudržnou zeminu. Přítoky vody nebyly zjištěny, výrub býval suchý až vlhký. Počtem bodů QTS (< 30 bodů) spadala ražba do technologické třídy NRTM 5a. Diskontinuity (vrstevnatost) byly hodnoceny jako nepříznivé (dle Bieniawski).



Obr. 3 Tunel Jablunkov: vlevo – původní třída 5a, vpravo – upravená třída 5a  
Fig. 3 Jablunkov tunnel: for the left – original class 5a; for the right – modified class 5a

theory [1] and strength-related parameters were determined for the “homogenised” ground mass.

The problem of ground water in the mountain mass was a separate phenomenon. Polana Mountain mass which the excavation passed through is a water resource for the neighbouring village. For that reason detailed hydromonitoring of all water sources affected by the excavation was conducted. Despite the fact that locally significant water inflows to the heading were encountered, the water table at the sources being monitored did not drop. The ground water which was encountered was strictly bound to transverse tectonic lines or to water-bearing sandstone beds, surrounded by impermeable claystone. Evidently, water sources may be affected by tunnelling operations, but only to a very limited extent. This means that the particular discretely restrained aquifer is drained. No overall lowering of the water table in the entire area took place since the individual aquifers are isolated one from the other.

The excavation of the exploratory gallery was suspended after driving 400m through relatively sound mountain mass in which claystones with platy to laminated jointing (R5-R5) alternated with more massive sandstones (R2). The subsequent survey was carried out by means of horizontal boreholes drilled both into the front zone and in the direction toward the future tunnel. The drilling direction was always selected as perpendicular as possible to bedding planes so that as large as possible area of the mountain mass could be interpreted. Additional pressuremeter tests were conducted in the boreholes. Vertical verification boreholes were carried out in the area of portals. Trial holes were dug in the non-surveyed overburden of the future tunnel for the purpose of determining the dip and strike of the main discontinuity surfaces and examining possible tectonic zones and overthrusts. This relatively simple tool brought valuable results, first of all in terms of information on dip and strike conditions of discontinuities along the tunnel route.

#### 4. JABLUNKOV TUNNEL, CZ

The replacement of tunnel support, or the reconstruction of the Jablunkov tunnel must be understood as the excavation of a new tunnel, where only a part of the right-hand (viewed in the direction of chainage) side-wall is retained in the original stone masonry (1917). The new tunnel is being built using the NATM. It is located in a space between historic structures. The total length of the tunnel is 612m, with 564m of this length to be mined. When one rail in the new tunnel is opened to traffic, an escape gallery will be driven to the older tunnel (1871), a half of which will serve as an escape gallery, while the other part will be backfilled (see Fig.1).

##### 4.1 Geological aspect

The Jablunkov Pass, which the tunnel passes through, is found, in a wider geological perspective, in the Outer Western Carpathians, consisting mostly of flysch-character sediments (alternation of claystone, siltstone, sandstone and conglomerates), which are represented by the Silesian and Račany Units. The two units form independent overthrusts slipped one over the other, forming the so-called Magura overthrust.

During the top heading excavation, laminated dark-grey claystones were mainly encountered in three quarters of the length. They were folded, partly cleaved to crushed. These materials were significantly affected by geo-mechanical movements. Slickensides, where claystone surfaces were perfectly smoothed out reaching hyaline texture were encountered very often. Further, claystones contained thin, irregular interbeds of siltstone to sandstone (up to 5cm thick). The stratification forms were only occasionally straight; they were often in the shape of waves and spirals created by the geodynamic processes induced by the overthrusts (see Fig.2). The claystones were heavily weathered, with prevailing R6 strength; in the direction upward to the cover they passed to firm clay (F8). After excavation, the rock disintegrated into incohesive soil. Water inflows were not registered; the excavated opening was usually dry to moist. In terms of the QTS points (< 30 points), the excavation was categorised as the NATM excavation support class 5a. Discontinuities (stratification) were assessed as unfavourable (according to Bieniawski)

##### 4.2 Stability aspect

The top heading excavation commenced in the NATM excavation support class 5, which comprised a slightly arching invert braced against remnants of the stone masonry side-wall of the original tunnel. The magnitude of deformations of the primary lining was from the beginning different than it was originally expected. The deformation mechanics itself was identical, i.e. the left-hand top heading abutment pressing into the mountain mass, contrasting with the minimum deformation of the right-hand part,

## 4.2 Stabilitní aspekt

Ražba kaloty tunelu byla zahájena ve vestrobovací třídě NRTM 5, která zahrnovala mírně klenutou protiklenbu opřenou o zbytek kamenného opěří původního tunelu. Velikost deformací primárního ostění byla od začátku jiná, než jaká byla původní očekávání. Samotná mechanika přetváření byla shodná, tedy zatlačení levé paty kaloty do horninového masivu, oproti minimální deformaci pravé části, kde dochází k napojení nově budovaného ostění na původní kamennou vyzdívku. Konvergenční měření vykazovala sedání s velmi strmou trajektorií, kdy k uklidňování začalo docházet i po více než 7 dnech, tedy vzdálení čelby od profilu o 15–20 m. Byla zde také překročena projektem daná limitní hodnota sedání 50 mm. Na tyto hodnoty bylo vždy operativně reagováno přijetím řady opatření: spojovací roznášecí práh, který měl za úkol lépe přenést svislé síly z kaloty do protiklenby, rozšíření patky kaloty tzv. „sloní noha“, mikropiloty (6–9 m) v patě kaloty, rastr IBO kotev do boku kaloty [4]. Všechna tato opatření měla za úkol jediné, zamezit extrémnímu sedání levé paty kaloty. Účinek všech těchto opatření byl však vždy pouze krátkodobý. Proto bylo nutné vestrobovací třídu NRTM 5 přeprojektovat a vznikly tak nové třídy NRTM 5a, NRTM 5b a NRTM 5c. Třída 5a (obr. 3 a 4) představovala ražbu kaloty s okamžitým uzavíráním protiklenby v plném profilu, tedy vytváření uzavřeného prstence v co nejkratším časovém horizontu. Třída 5b měla charakter vertikálně dělené čelby kaloty na levou a pravou dílčí část s postupným uzavíráním protiklenby. Tato třída byla projektována pro ražbu tunelu v nejobtížnějším geologickém prostředí, které by mohlo nastat, kdyby již tak silně degradované horninové prostředí bylo dále postiženo přítoky podzemní vody. Třída 5c vycházela z 5b doplněním o ochranný mikropilotový deštník.

Je zřejmé, že uzavírání protiklenby v plném profilu, tedy budování primárního ostění v ideálně elipsoidním, resp. kruhovitým tvaru může jako jediné opatření eliminovat nepříznivé deformace konstrukce. Použití mikropilot se neosvědčilo, zejména s ohledem na absenci pevných pískovců v podloží kaloty. Až na dva krátké úseky byl tunel Jablunkov v kalotě vyražen výhradně ve třídě NRTM 5a. Třída NRTM 5b byla použita na začátku ražby v blízkosti portálu P1, v délce cca 45 m. Důvodem byl zejména velmi častý vznik nadvylomů, jeden komunikující s terénem, které byly podmíněné historickými nadvylomy z období stavby původního tunelu. Třídou NRTM 5c bylo nutné využít v závěrečné fázi ražby kaloty pro průchod nepříznivě vrstvenými a orientovanými prachovci, viz výše. Je nutné upozornit, že článek popisuje zkušenosti během ražby kaloty tunelu. Při pozdější doběře opěří tunelu došlo k havárii a závalu tunelu. Tato událost ani její okolnosti nejsou předmětem tohoto článku.

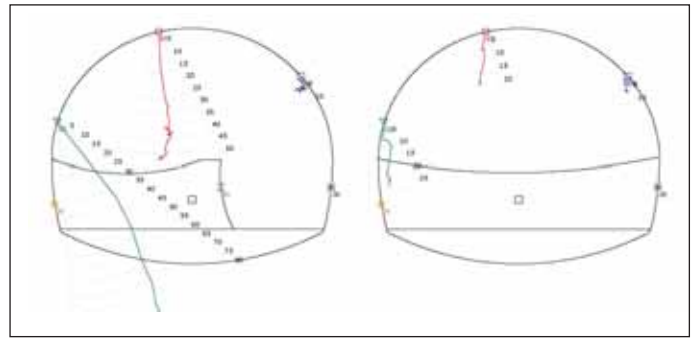
## 5. TUNEL LALIKI, PL

Nový 650 m dlouhý tunel Laliki je navržen jako dvoupruhový dálniční profil o ploše výrubu 114 m<sup>2</sup>. Je ražena pouze jedna tunelová trouba s únikovou štolou v celé délce tunelu o ploše 28 m<sup>2</sup>. Osová vzdálenost tunelu a únikové štoly je cca 30 m.

### 5.1 Geologický aspekt

Ražba tunelu byla zahájena od jižního portálu v horizontálně dělené čelbě – kalota, opěří, dno. Na jižním portálu byly zastřeženy deskovité až laminované jílovce (R5) s lavicemi pískovců (R2). Ražba kaloty probíhala pod ochranou systematického jehlování, čelba byla stabilní. Takto probíhala ražba v relativně zdravém masivu, kdy se rytmicky střídají laminované jílovce a deskovité až lavičkovité pískovce, bez tektonického porušení, s ohodnocením RMR > 20. Lokální nestability byly způsobeny akumulovanou podzemní vodou vázanou na kontakt lavice propustných pískovců a nepropustných jílovců. Zde se tvořily nadvylomy do 2 m<sup>2</sup>.

Při zastřežení silně zvětralých jílovců, laminovaných, tektonicky porušených, byla čelba kaloty nestabilní. Nejprve byla čelba pobírána po malých částech (celkem 6 kroků), s ponecháním výrazného opěrného čelbového klínu. Tento postup nezaručil bezpečnou ražbu a byl časově neefektivní. Pro stabilitu čelby a přístropí byly největším problémem zóny tektonického porušení laminovaných jílovců s minimální přirozenou pevností. Takto



Obr. 4 Tunel Jablunkov: vlevo – konvergence – původní třída 5a, vpravo – konvergence – upravená třída 5a

Fig. 4 Jablunkov tunnel: for the left – convergences – original class 5a; for the right – convergences – modified class 5a

where the newly built lining connects to the original stone masonry lining. Convergence measurements showed settlement with a very steep trajectory, where the convergences started to stabilise after 7 days or even later, at the distance 15 – 20m behind the top heading face. In addition, the limit settlement value set by the design at 50mm was exceeded. These values were always operatively responded to by adopting a variety of measures: a connecting load-distribution sill, which was designed to better distribute vertical forces from the top heading to the invert, widening of the top heading footing (the so-called “elephant foot”), micropiles (6 – 9m long) at the top heading footing, a system of IBO anchors installed into the top heading side [4]. All of these measures had only one task of preventing extreme settlement of the left-hand footing of the top heading. Unfortunately, the effect of all of these measures always lasted only for a short time. It was therefore necessary to re-design the NATM excavation support class 5. New classes originated, namely the NATM classes 5a, 5b and 5c. Class 5a (see Figures 3 and 4) represented the top heading excavation with immediate closing of the invert in the full profile, this means creating a closed ring in as short horizon of time as possible. Class 5b had the character of a top heading face horizontally divided into left-hand and right-hand parts, with the invert being continually closed. This class was designed for the tunnel excavation passing through the most difficult geological environment, which could be encountered if the ground environment, which was heavily degraded in its own, was further affected by groundwater inflows. Class 5c started from 5b, with a protective micropile umbrella added to it.

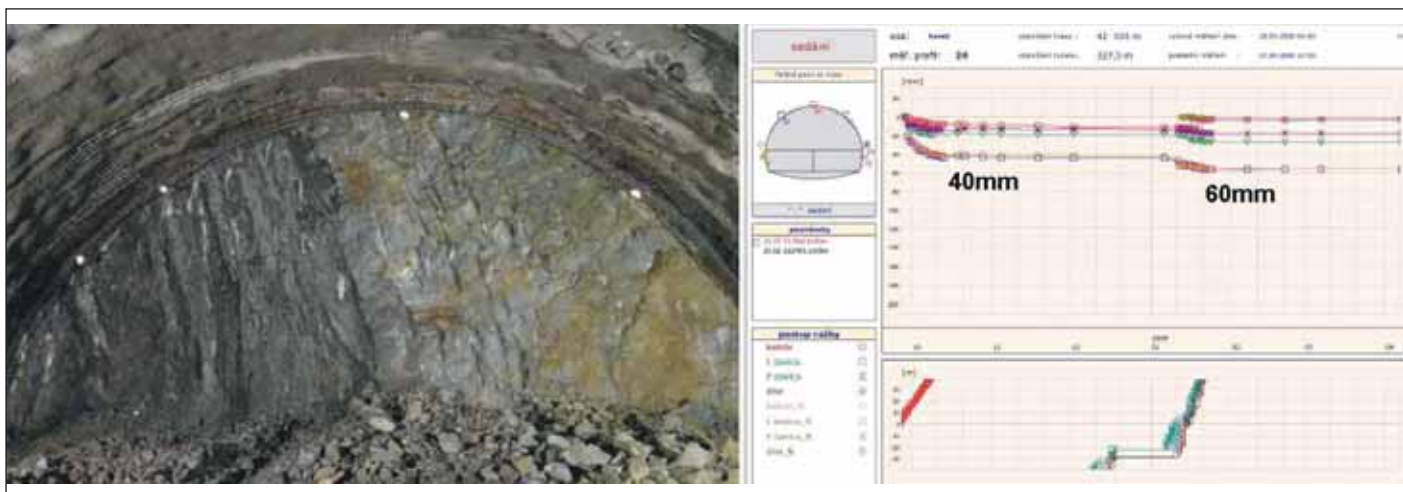
It is obvious that closing the invert in the full profile, which means constructing the primary lining in the ideally elliptic or circular profile, is the only measure which is able to eliminate unfavourable deformations of the structure. The use of micropiles did not acquit itself, first of all with respect to the absence of hard sandstone in the top heading sub-base. With the exception of two short sections, the Jablunkov tunnel top heading was driven through ground categorised as the NATM excavation class 5a. The NATM class 5b was used at the beginning of the excavation, in the vicinity of portal P1, at the length of about 45m. The reason was first of all the frequent development of overbreaks, one of them communicating with the ground surface, which were conditioned by historic overbreaks developed during the original tunnel structure construction period. The NATM class 5c had to be applied in the final phase of the top heading excavation, for the passage through unfavourably bedded and oriented siltstone, see above.

## 5. LALIKI TUNNEL, PL

The new 650m long Laliki tunnel is designed as a double-lane motorway profile with the excavated cross-sectional area of 114m<sup>2</sup>. Only one tunnel tube is driven, with an escape gallery (the cross-sectional area of 28m<sup>2</sup>) running along the entire tunnel length. The distance between the axes of the tunnel and the escape gallery is about 30m.

### 5.1 Geological aspect

The tunnel excavation started from the southern portal, with the excavation sequence divided horizontally into top heading, bench and invert. Platy to laminated claystones (R5) with sandstone beds (R2) were encountered at the southern portal. The top heading excavation proceeded under the protection of systematic forepoling; the face was stable. This technique was used for relatively hard mountain mass, where laminated claystones rhythmically alternated with platy to tabular sandstones, tectonically undisturbed, with the RMR > 20. Local instabilities were caused by cumulated ground water, which was bound to the interface between beds of permeable



Obr. 5 Tunel Laliki: kvalitní masiv – průběh sedání ostění po ražbě kaloty/opěří

Fig. 5 Laliki tunnel: good quality mountain mass – time-settlement curve for the lining after excavating the top heading / bench

porušené zóny nebylo možno zajistit pouze jehlováním, ale musel být použit masivní mikropilotový deštník. Takto porušený masiv byl hodnocen  $RMR < 20$ . Po diskusích s investorem bylo nakonec přistoupeno k ochraně přístropí pomocí mikropilot (12 m délka, 4 m přesah). Pak bylo možné opět razit na plnou čelbu s rozumným postupem.

Po zahájení ražeb bylo rychle zjištěno, že geotechnické podmínky skutečně zastižené na stavbě jsou odlišné od projektovaných. Zásadní rozdíl byl v poměrném zastoupení jílovců a pískovců, kdy bylo podceněno zastoupení jílovců, laminovaných jílovců vůbec. Další rozdíl byl v nedostatečném popisu četnosti, směru a kvality tektonických zón, které byly určující pro stabilitu čelby i tunelu samotného. Proto bylo na čelbě odebráno několik sad vzorků horniny pro laboratorní testy, mimo jiné pro provedení smykové zkoušky na velkých krabicích. Dále byly provedeny presiometrické zkoušky do vrtů na čelbě tunelu. Výsledky presiometrů nejlépe korespondovaly se smykovou zkouškou na velkých krabicích [3]. Laboratorní zkoušky a výsledky geologického mapování na čelbě byly podrobeny analýze dle Hoek-Brown [1]. Všechny výsledky pak sloužily pro upřesnění pevnostních parametrů pro přepočítání a dimenzaci primárního ostění a pro stanovení optimálního postupu ražby.

## 5.2 Stabilitní aspekt

Původně byla kalota tunelu navržena bez protiklenby, pouze s rozšířenými patkami (sloní nohy). Deformace ostění tunelu byly převážně svislé – sedání. Při ražbě v nízkém nadloží (do 15 m) docházelo k ustalování deformací do vzdálenosti 2–3x profily tunelu od čelby. Po nárůstu nadloží nad 15 m byly konvergence v kalotě dlouhodobě neustálené. Po zkušenostech s aplikací mikropilot z tunelu Jablunkov, viz kap. 4.2, bylo okamžitě přistoupeno k uzavírání protiklenby kaloty. Toto opatření mělo okamžitý efekt, k ustálení deformací došlo do 3 dnů po uzavření.

Při dobírce opěří tunelu docházelo k podobnému vývoji deformací, zejména sedání, jako při ražbě kaloty (obr. 5 a 6). Po rozbití protiklenby kaloty byly deformace opět nastartovány a ustalovaly se až po opětovném uzavření protiklenby celého tunelu. Proto byl postup prací modifikován tak, že max. vzdálenost mezi uzavřenou protiklenbou kaloty a protiklenbou celého tunelu byla 16 m. Pouze tímto způsobem bylo možno kontrolovat vývoj deformací na ostění tunelu a držet je v přijatelných mezích. V opačném případě docházelo k vývoji trhlin v primárním ostění. Jako doplňující opatření bylo použito přídatné kotvení v opěří tunelu. To mělo pouze podpůrný účinek, tzn. zpomalení rychlosti deformace, nikoli její zastavení. Kotvení bylo chápáno jako opatření pro zvýšení smykových parametrů horniny v okolí tunelu. Soudržnost kotev s tektonicky porušeným materiálem laminovaných jílovců byla diskutabilní. Hlavní opatření, které dokázalo zastavit deformace ostění, bylo úplné uzavírání protiklenby tunelu ve všech jeho fázích.

Rychlé uzavírání protiklenby tunelu bylo ve zdánlivém rozporu s jednou ze zásad NRTM. Kladlo totiž větší nároky na dimenzaci

sandstone and impermeable claystone. Overbreaks up to 2 m<sup>2</sup> developed in these locations.

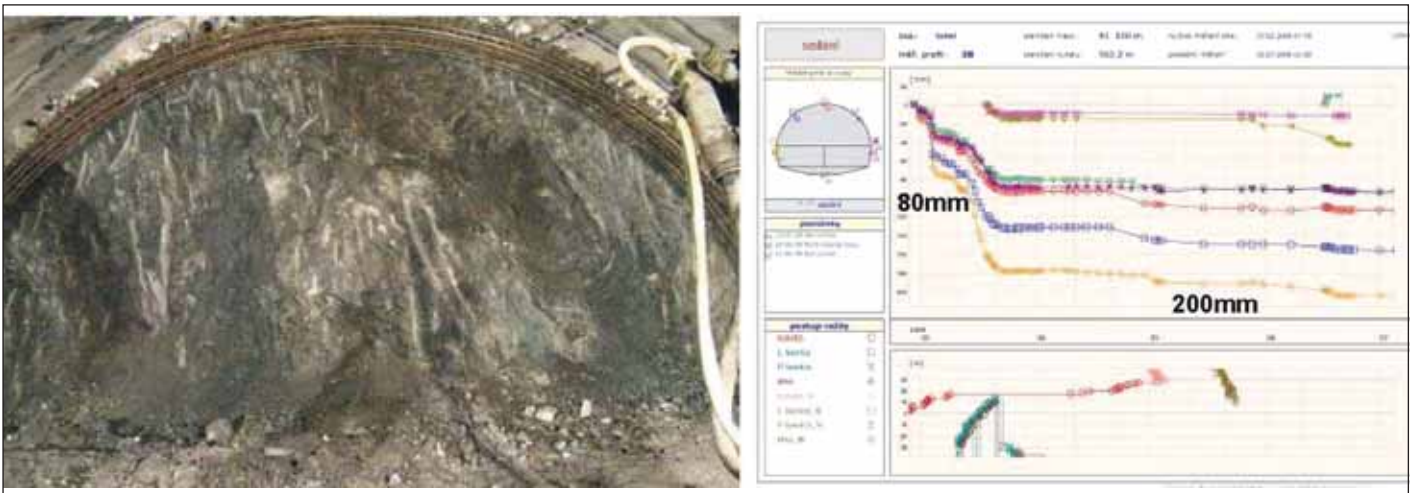
When heavily weathered, laminated and tectonically disturbed claystone was encountered, the top heading face was unstable. First the face excavation was divided into small parts (6 steps in total), with a substantial face supporting rock wedge left unexcavated. This procedure did not guarantee safe excavation and was ineffective in terms of time. The greatest problem for the face and roof stability was posed by zones of tectonically disturbed, laminated claystone with minimum natural strength. It was not possible to stabilise zones disturbed in this way only by the forepoling; a massive micropile umbrella had to be applied. The rock mass disturbed in the above-mentioned way was assessed as  $RMR < 20$ . After discussions with the project owner the contractor started to support the roof by micropiles (12m long, 4m overlaps). Then it was again possible to excavate the full face at a reasonable advance rate.

It was quickly found after the commencement of tunnelling that geotechnical conditions actually encountered on site differed from the designed ones. The basic difference was in the proportions of claystones and sandstones in the rock mass, where the proportion of claystones, and the laminated claystones most of all, was underestimated. Another difference was in the insufficient descriptions of frequency, trends and quality of tectonic zones, which were crucial for the stability of the face and the tunnel itself. For that reason several sets of rock samples were extracted at the heading for laboratory testing, among others for large-size shear box tests. In addition, pressuremeter tests were conducted in boreholes drilled at the tunnel heading. Results of the pressuremeters best corresponded to the large-size shear box test [3]. The laboratory tests and results of geological mapping at the heading were subjected to Hoek-Brown analysis [1]. All results then served to adjusting the strength-related parameters required for the recalculation and dimensioning of the primary support and to determining the optimum excavation procedure.

## 5.2 Stability aspect

Originally the tunnel top heading was designed without an invert, only with elephant feet. Deformations of the tunnel lining were mostly vertical – the settlement. When the excavation passed under a low overburden (up to 15m), deformations became stable up to the distance from the face equal to 2 – 3 times the tunnel diameter. After the overburden height exceeded 15m, convergences in the top heading were unsteady in the long term. With the experience from the application of micropiles in the Jablunkov tunnel, see paragraph 4.2, the invert closing immediately took place. This measure had an immediate effect: deformations became stable not later than 3 days after the closing.

When the bench excavation was in progress, similar development of deformations was encountered, first of all the settlement values, as it was during the top heading excavation (see Figures 5 and 6). After breaking and removing the top heading invert, deformations were restarted and settled only after the repeated closing of the invert of the whole tunnel. For that reason the work procedure was modified, reducing the maximum distance between the closed invert of the top heading to 16m. This was the only way allowing the control of developing cracks in the inner lining and keeping them within acceptable limits. Without the modifications, cracks developed in the primary lining. Additional anchors were installed in the tunnel



Obr. 6 Tunel Laliki: porušený masiv – průběh sedání ostění po ražbě kaloty/opěři

Fig. 6 Laliki tunnel: disturbed mountain mass – time-settlement curve for the lining after excavating the top heading / bench

primárního ostění tunelu. Z měření deformací okolního masivu pomocí extenzometrů, nivelací terénu a měření napětí v ostění tunelu bylo zjištěno, že v prostředí flyše nedochází ani při rel. vysokém nadloží ke vzniku horninové klenby. Při max. nadloží tunelu (35 m) nebyla vytvořena horninová klenba a ostění bylo zatíženo plnou vahou nadloží.

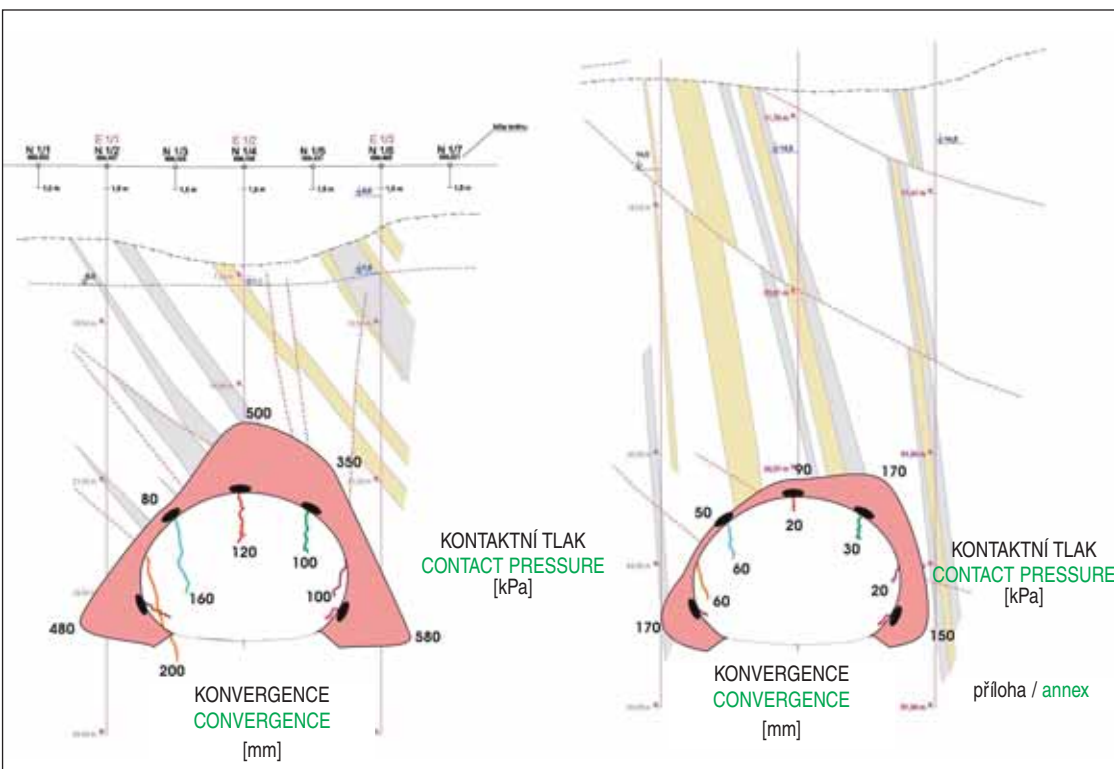
Dalším typicky flyšovým fenoménem bylo asymetrické zatížení ostění tunelu. Podle výsledků měření tlaku na ostění i napětí v ostění bylo zjištěno, že směr zatížení výrazně sleduje hlavní směr vrstevnatosti, resp. tektonického porušení (obr. 7). V profilech, kde byly mapovány výrazné tektonické linie, byl tento jev výrazný. Nejedná se o anomálii. Flyš je geologické prostředí výrazně náchylné na tvorbu sesuvů. Nestability zde vznikají po predisponovaných plochách, zejména tektonických zónách a kontaktech pískovec/jílovec. Při změně vodního režimu a primární napjatosti masivu dojde k výraznému zvýšení pórových tlaků, ztrátě pevnosti na predisponovaných tektonických zónách a pohybu velkého objemu horniny. Komunikace podzemní vody s povrchem je výrazná a sycení tektonických zón srážkovou

side-walls. Their effect was only ancillary, i.e. reducing the speed of deformation, not stopping it. The anchoring was considered to be a measure for improving shear parameters of rock mass in the tunnel surroundings. The bond between anchors and the disturbed material of the laminated claystones was disputable. The main measure which managed to stop deformations was closing the tunnel invert completely in all excavation phases.

Quick closing of the invert was seemingly in a discrepancy with one of the NATM principles. The reason was that it placed greater demands on dimensions of the primary tunnel lining. It was found on the basis of measurements of deformations of the surrounding mountain mass by means of extensometers, levelling of the terrain and measurements of stress in the tunnel lining that the natural ground arch did not develop in the flysch environment even if the overburden was relatively high. In the case of the highest overburden (35m) the natural ground arch did not develop and the lining was burdened by the full weight of the cover.

Another typical flysch phenomenon was the asymmetric load acting on the tunnel lining. According to results of measurements of the pressure on the lining and the stress in the lining, it was found that the direction of the loading significantly followed the main bedding trend (or the tectonic disturbance) (see Fig. 7). This phenomenon was well marked in the profiles where significant tectonic lines were mapped. This was no anomaly. Flysch is a geological environment which is very prone to develop slides. Instabilities originate along predisposed surfaces, first of all tectonic zones and sandstone-claystone contacts. When the hydraulic regime and the primary state of stress in the rock mass change, pore pressure significantly grows, the strength on the predisposed tectonic zones is reduced (even lost) and a large volume of ground gets in motion. The communication of ground water with the surface is pronounced and saturation of tectonic zones with storm water is frequent. This phenomenon was also observed in periods of big rainfalls or melting of snow, where the already settled deformations (or pressures on the lining) started to gradually grow.

The comprehensive assessment of the impact of the excavation on surrounding



Obr. 7 Tunel Laliki: deformace a zatížení ostění

Fig. 7 Laliki tunnel: deformations and loads acting on the lining

vodou časté. Tento jev byl také pozorován, kdy v období vydatných srážek nebo tání sněhu docházelo k pozvolnému nárůstu již uklidněných deformací, resp. tlaků na ostění.

Komplexní hodnocení vlivu ražby na okolní masiv, jeho reakce a operativní modifikace postupu výstavby a dimenzace ostění byla možná pouze díky komplexnosti prováděného monitoringu. Geotechnický monitoring byl prováděn jednak v tunelu – měření deformací ostění, měření tlaku na ostění, měření napětí v ostění, jednak na povrchu – nivelační profily, extenzometrické profily, jednak na portálech – geodetické sledování portálových stěn a inklinometry. Jednotlivé monitorovací prvky byly umístěny do sdružených profilů. Tak bylo možno posoudit chování systému hornina – ostění ve všech detailech – schéma zatížení ostění tunelu, stabilita ostění, únosnost ostění, deformace v okolním masivu, existence horninové klenby v nadloží, reakce terénu na ražbu. Sledování deformací pouze v podzemí (konvergenční měření) by bylo nedostatečné. Bez informace o zatížení ostění, resp. o chování okolního masivu a terénu by nebylo možné sestavit zatěžovací schéma a provést správnou dimenzaci primárního ostění. Zejména s ohledem na asymetrické zatížení tunelu vyvolané existencí predisponovaných smykových ploch podél hlavních tektonických zón.

## 6. ZÁVĚRY

Pro stabilitu podzemního díla budovaného ve flyši jsou určující zejména tektonické poměry masivu, sklon a směr hlavních diskontinuit, jejich změna podél trasy díla, poměrné zastoupení pevných pískovců a porušených jílovců. Základním rizikem je míra tektonického porušení, která může v extrémním případě způsobit úplnou ztrátu původní napjatosti. V neposlední řadě se jedná o predisponované smykové plochy, respektive zóny oslabení, kde je smyková pevnost vyčerpána a koheze se může blížit nule.

Geologický a geotechnický průzkum pro tunelové stavby ve flyši by měl být zaměřen zejména na identifikaci výše popsaných fenoménů. Je výhodné zaměřit se v co možná největší míře na zkoušky in-situ, stanovení sklonových poměrů masivu a odhalení hlavních tektonických zón. Z laboratorních testů se ukázaly jako vhodné velkorozměrové smykové krabicové zkoušky, které vykazaly dobrou shodu s výsledky měření in-situ. Je vhodné provést mineralogický rozbor a precizní stratigrafické začlenění. Znalost přesné náležitosti k regionální jednotce napoví o tektonické historii a postižení daného masivu.

Při vlastní ražbě tunelu je největším rizikem chování masivu podél predisponovaných tektonických ploch. Zatížení je často asymetrické, v prostředí porušených hornin i přes existenci vysokého nadloží působí na ostění tíha plného nadloží. Přirozená horninová klenba vzniká pouze v případě relativně neporušeného masivu. Při rychlém vývoji deformací v tunelu je nejúčinnějším opatřením okamžité uzavírání protiklenby v celém rozsahu, ve všech fázích ražeb. Kotvení má omezený účinek vzhledem k soudržnosti kotev s porušenou horninou „sloní noha“, případně s podporou mikropílot nemá v heterogenním prostředí žádnou účinnost.

Podzemní voda je vázána na diskrétní zóny podél tektonického porušení, nebo lavic pískovců. Ke globálnímu odvodnění nadloží nedochází. Odvodněny jsou diskrétní zóny přímo nafárané ražbou. Stabilitním rizikem je schopnost rozvolněných jílovců dlouhodobě saturovat podzemní vodu a postupně degradovat ve svých pevnostních parametrech.

ING. VÁCLAV VESELÝ, Ph.D., [vesely@arcadisgt.cz](mailto:vesely@arcadisgt.cz),  
ING. OTA JANDEJSEK, [jandejsek@arcadisgt.cz](mailto:jandejsek@arcadisgt.cz),  
ARCADIS Geotechnika, a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

mountain mass, its response and operative modification of the construction procedure and dimensioning of the lining were possible only owing to the comprehensive character of the monitoring. Geotechnical monitoring was conducted inside the tunnel (measurements of deformations of the lining, measurements of pressures on the lining, measurements of stresses in the lining), on the surface (levelling profiles, extensometer profiles) and at portals (monitoring of portal walls by surveyors and inclinometers). Individual monitoring elements were arranged in combined stations. Owing to this system it was possible to assess the behaviour of the ground vs. lining system in all details, i.e. the pattern of loads acting on the lining, stability of the lining, load-bearing capacity of the lining, deformations in the surrounding mountain mass, the existence of a natural rock arch in the overburden, response of the terrain to the tunnel excavation. Monitoring deformations only in the underground (convergence measurements) would be insufficient. Without information about the loads acting on the lining or about the behaviour of the surrounding rock mass and the terrain it would have not be possible to determine the type of loading and correctly design dimensions of the primary lining, first of all with respect to the asymmetric loads acting on the tunnel, resulting from the existence of predisposed shear surfaces along main fault zones.

## 6. CONCLUSIONS

The parameters crucial for the stability of underground workings carried out in flysch comprise above all tectonic conditions of the mountain mass, the dip and trend of main discontinuities, changes in the discontinuities along the tunnel alignment and the proportion of hard sandstones and disturbed claystone. The basic risk is the degree of the tectonic disturbance, which may, in an extreme case, cause a total loss of the original stress. At last but not least, predisposed shear surfaces or weakness zones are in question, where the shear stress limit is reached and cohesion can approach zero.

Geological and geotechnical surveys for tunnel constructions passing through flysch should be focused first of all on the identification of the above-mentioned phenomena. It is beneficial if the surveys are focused, to an as large as possible extent, on in-situ tests, the determination of dip and strike conditions of discontinuities and revealing the main fault zones. Of the laboratory tests, the large-size shear box tests exhibited good agreement with results of in-situ measurements. It is reasonable to carry out mineralogical analyses and a precise stratigraphical classification. The knowledge of exact regional unit the mountain mass pertains to will suggest things about the tectonic history and the degree of affection of the particular mass.

The biggest risk during the tunnel excavation itself is the mountain mass behaviour along predisposed fault surfaces. The loading is often asymmetric, the weight of the complete overburden acts on the lining in the environment formed by disturbed rock, despite the existence of a high overburden. The natural rock arch develops only in the case of relatively undisturbed mountain mass. The most effective measure in the case of rapidly developing deformations in the tunnel is immediate closing of the complete invert, in all excavation phases. The effect of anchoring is limited with respect to the bond between anchors and disturbed rock; the elephant foot, even if accompanied by micropiles, is completely ineffective in a heterogeneous environment.

Ground water is bound to discrete zones along tectonic faults or sandstone tables. Global draining of the overburden does not take place. The discrete zones which are tapped by the excavation are drained. The ability of loosened claystones to get saturated with water in the long term and gradually deteriorate as far as their strength-related parameters are concerned poses a stability risk.

ING. VÁCLAV VESELÝ, Ph.D., [vesely@arcadisgt.cz](mailto:vesely@arcadisgt.cz),  
ING. OTA JANDEJSEK, [jandejsek@arcadisgt.cz](mailto:jandejsek@arcadisgt.cz),  
ARCADIS Geotechnika, a. s.

## LITERATURA / REFERENCES

- [1] Hoek, E. 2007. Practical Rock Engineering, New 2007 edition, Rocscience, Toronto
- [2] Veselý, V., Matejček, A. 2007. Čiastková záverečná správa – geotechnický monitoring štola Polana, SG-TS 0610-12, Bratislava
- [3] Matejček, A., Molcan, T., P., Salamon, M., Lauko, L. 2009. Závěrečná správa, geotechnický monitoring Tunel Laliki, 403-1/2009, Žilina
- [4] Jandejsek, O. 2009. Průběžná zpráva – Tunel Jablunkov, 080779-095, Ostrava

# VYSOKORYCHLOSTNÍ TRÁŤ MADRID–SEGOVIE–VALLADOLID, ZÁPADNÍ TUNEL SAN PEDRO MADRID–SEGOVIA–VALLADOLID HIGH-SPEED TRAIN LINE, SAN PEDRO TUNNEL - WESTERN TUBE

ANTONIO ANADÓN, TOMÁŠ JUST

## ÚVOD

Vysokorychlostní trať Madrid–Segovie–Valladolid tvoří součást nové železniční cesty, která zpřístupňuje sever a severozápad Španělska. Tento cíl byl vytyčen jako jedna z priorit plánem rozvoje infrastruktury schváleným španělskou vládou dne 4. března 1994 a následně zahrnut do strategického plánu pro rozvoj infrastruktury a dopravy.

Tunel San Pedro (svatý Petr) tvoří součást jmenované trasy a spojuje oblast mezi Colmenarem Viejo a Miraflores de la Sierra. Před Segovií protíná vysokorychlostní trať pohoří Sierra de Guadarrama a tento tunel společně s dalším tunelem v Guadarramě a viadukty v Salobral a Arroyo del Valle tvoří součást komplexu staveb, které umožňují překonat rozsáhlý horský masiv, jakým je Sierra de Guadarrama a jeho přílehlé okolí.

Po dokončení stavby se zkrátí vzdálenost mezi Madridem a Valladolidem o 68,5 kilometru, což představuje kilometrovou úsporu o 27,6 % oproti předchozím 248 kilometrům. Čas, který vlak potřebuje pro projetí tohoto úseku, je přibližně jedna hodina. Velký přínos představuje tato trať především pro rozvoj valladolidského regionu, kterému spojení umožní rozvoj i odlehlých obcí a jejich propojení s hlavními městy v rámci dané oblasti.

Při navrhování tunelu San Pedro a obdobně i tunelu Guadarrama byl hlavní důraz kladen na bezpečnost a pohodlí cestujících. Byly navrženy dva směrové tunely s tunelovými propojkami každých 400 metrů spojujícími oba tubusy. Ty v případě velké nehody či požáru uvnitř tunelu zajistí, aby se cestující sami zachránili a dostali se mimo místo ohrožení.

Délka úseku (stavby) je 9509 m, z toho je 540 m na jižní a 155 m na severní části vedeno v zářezu. Délka západního tunelu San Pedro je 8545 metrů, součástí jsou dva hloubené tunely o délce 205 m na jižní straně a 60 metrů na severní straně (obr. 1).

Investor stavby: ADIF (správa železniční infrastruktury)  
Projektant: UTE PROSER GEOCONTROL  
Zhotovitel západního tunelu: OBRASCON HUARTE LAIN, S. A. (OHL)



Obr. 1 Pohled na jižní portál dokončených a provozněných tunelů  
Fig. 1 View of the southern portal of the completed and operating tunnels

## INTRODUCTION

The Madrid–Segovia–Valladolid high-speed rail line is part of a new railway line improving access to the north and north-west of Spain. This target was set as one of priorities by the Infrastructure Development Plan, which was approved by the Spanish government on 4th March 1994 and was subsequently incorporated into the Infrastructure and Transport Plan.

The San Pedro (Saint Peter) tunnel is part of the above-mentioned rail line. It connects the area between Colmenare Viejo and Miraflores de la Sierra. Before Segovia, the high-speed line crosses the Sierra de Guadarrama mountain range. This tunnel, together with another tunnel in Guadarrama and viaducts in Salobral and Arroyo del Valle form parts of the complex of structures allowing the line to overcome the vast mountain massif of Sierra de Guadarrama and its surroundings.

After the completion of the construction, the distance between Madrid and Valladolid was reduced by 68.5km, which means kilometre saving of 27.6% from the previous distance of 248 kilometres. The time a train needs to pass along this track section is approximately one hour. The great benefit of this track is first of all in allowing the Valladolid region to be developed even in remote villages and connecting them with the capital within the framework of the given region.

When the San Pedro tunnel, and similarly also the Guadarrama tunnel, was being designed, the main stress was put on passenger safety and comfort. Two unidirectional tunnels were designed, with cross passages connecting the two tunnel tubes at intervals of 400m. The cross passages will allow passengers, in the case of a serious accident or a tunnel fire, to rescue themselves and escape outside the endangered zone.

The track section (construction lot) is 9,509m long; of this length the lengths of 540m and 155m run in open cuts in the southern and northern parts, respectively. The San Pedro western tunnel tube is 8,545m long; parts of the tunnel are two cut-and-cover tunnels with the lengths of 205m and 60m on the southern and northern sides, respectively (see Fig. 1).

Project owner: ADIF (the railway infrastructure administrator)  
Designer: UTE PROSER GEOCONTROL  
Contractor for the western tunnel tube: OBRASCON HUARTE LAIN, S.A. (OHL)

## GEOLOGY

The area which is the subject of the study is found at the southern foothills of the Sierra de Guadarrama mountain range, close to the beginning of the Tajo River basin. The Sierra de Guadarrama is, at the same time, part of the system of the Mountains of Central Spain, which belongs into the Central Iberian geological zone, consisting first of all of deformed Pre-Cambrian and Palaeozoic materials, which are altered and interbanded with granitoids during the Hercynian orogeny. The following materials were encountered along the tunnel route:

- Paraderived schist. Paraschist (P).
- Volcanic Pre-Hercynian rock types: glandular orthogneiss (Og) and metagranitic orthogneiss and migmatites (Om).
- Volcanic Hercynian rocks: plutons, such as adamellite (A) and leucogranites (L) and veined rocks, such as granodiorite porphyries (Pg), pegmatite (Pe) and quartz (C).





Obr. 2 Vrtací hlava sestaveného tunelovacího stroje před instalací na pracovišti  
Fig. 2 The cutterhead of the assembled tunnelling machine before the installation at the heading

## GEOLOGIE

Oblast, která je předmětem studie, se nachází v jižním předhůří Sierra de Guadarrama, v blízkosti začátku povodí řeky Tajo. Sierra de Guadarrama spadá zároveň do systému španělského Centrálního pohorí, které patří do středo-iberské geologické oblasti, jež je tvořena především deformovanými prekambriky a paleozoickými materiály, proměněnými a prostoupenými granitoidy v době hercynské tektoniky. Materiály nacházející se v místě trasy tunelu byly:

- Paraderivované krystalické břidlice. Parabřidlice (P).
- Vulkanické předhercynské horniny: glandulární ortorula (Og) a metagranitická ortorula a migmatity (Om).
- Vulkanické hercynské horniny: plutonské horniny jako adamellit (A) a leukogranity (L) a žilné horniny jako granodioritické porfýry (Pg), pegmanit (Pe) a křemen (C).

## POPIS TUNELOVACÍHO STROJE

Pro výstavbu západního tunelu San Pedro byl zvolen tunelovací stroj TBM se štítem  $\varnothing$  9509 mm dodaný firmou Herrenknecht (obr. 2). Průměrný denní postup ražby se měl pohybovat mezi 16 až 18 metry. Tento typ stroje umožňuje pokládat základové klenáky a rovněž plynule budovat tunelové ostění variabilní skladby a dimenze dle potřeby. Rubanina se vyvážela na povrch na dopravníkovém pásu a stroj byl zásobován materiálem pomocí kolejové dopravy. Stroj byl zkompletován na jižním portálu a po skončení ražby měl být vytažen a demontován na severní straně tunelu. Stejný postup byl zvolen i pro ražbu tunelu východního realizovaného jiným zhotovitelem.

Použitý typ stroje se skládal ze štítu délky cca 6 m, na kterém byla umístěna řezná hlava, rozpojující horninu pomocí souboru 61 valivých dlát o  $\varnothing$  17". Hlava je poháněna sadou elektromotorů o výkonu 4900 kW. Uprnutí stroje do výrubu vyvíjejí dva hydraulické lisy s přítlačnými deskami, které razicí stroj stabilizují. Postup hlavy je realizován hydraulicky, s posunem pomocného pásového podvozku s krokem 2 m. Pohyby jak rozpěrných, tak i tlačných lisů jsou synchronizované. Celková délka stroje včetně návěsu byla cca 160 metrů.

V případě potřeby nasazení stříkaného betonu pro stabilizaci horniny v blízkosti čela výrubu se muselo stříkání provádět ručně, protože manipulátor na stříkání betonu je u těchto strojů umístěn až 50 metrů od čela stroje (viz dále). V případech, kdy geotechnické podmínky vyžadovaly větší tloušťku ostění, bylo možné změnit nastavení kalibračních nožů řezné hlavy a dosáhnout tak zvětšení ražebního průměru až o 50 cm.

S postupem stroje se umísťovaly klenáky dna tunelu a na ně instalovaly čtyři kolejnice, po kterých se pohybovala všechna další zařízení.

Hlavní těleso stroje bylo v horní části vybaveno dvěma vrtacími kladivky pro instalaci kotev, jedním erektorem pro ukládání vyztužené drátěné sítě a dalším erektorem pro eventuální ukládání vyztužných oblouků. Ve vzdálenější pozici, cca 40 m za vlastním strojem, jsou umístěna další dvě vrtací kladiva pro dodatečné kotvení a také manipulátor pro nanášení stříkaného betonu (viz výše).

Z popisu stroje vyplývá jeho schopnost nasazení ve skalní hornině dobré kvality se zřidkavými oslabenými úseky. Stroj měl dosahovat přiměřeného postupu při současném provedení převážně lehkého

## DESCRIPTION OF THE TUNNELLING MACHINE

A TBM with a 9.509m-diameter shield supplied by Herrenknecht AG (see Fig. 2) was chosen for the construction of the western tube of the San Pedro Tunnel. The average daily advance rate of the excavation should range from 16 to 18m. This machine type allows placing of bottom keystones and also erecting tunnel linings of variable composition and dimensions, as required. The muck was transported to the surface on a belt conveyor and the machine was supplied by materials by means of a rail-bound system. The machine was assembled at the southern portal and, after the completion of the excavation, it was expected to be pulled out and disassembled on the northern side of the tunnel. An identical procedure was chosen even for the excavation of the eastern tunnel tube, which was carried out by another contractor.

The machine type used for the excavation consisted of an about 6m long shield, with a cutterhead mounted on it. It disintegrated rock by a set of 61 pieces of 17" disc cutters. The cutterhead is propelled by a set of 4,900kW electric motors. The machine is fixed in the excavated opening by two hydraulic jacks with grippers, which stabilise the tunnelling machine. The cutterhead is moved ahead hydraulically, with the advance provided by an 2m-pace auxiliary tracked undercarriage. The movements of both the gripper and propulsion cylinders are synchronised. The total length of the machine including the backup was approximately 160 metres.

When shotcrete was required for the stabilisation of rock in the vicinity of the excavation face, concrete had to be sprayed manually because the shotcrete manipulator is mounted on these machines at the distance of even 50 metres from the front end of the machine (see below). In the cases where geotechnical conditions required greater thickness of the lining it was possible to change the setting of calibrating cutters on the cutterhead, thus to achieve increasing of the excavated diameter by up to 50cm.

Bottom keystones were installed concurrently with the machine advance; four rails were installed on the bottom and all other pieces of equipment moved on them.

The main body of the machine was equipped in the upper part with two drifters for the installation of anchors, one erector for the installation of steel mesh and another erector for placing reinforcing arches when required. Other three drifters for additional anchoring and a shotcrete manipulator (see above) are mounted at a greater distance, about 40m back from the TBM itself.

It follows from the above description that the machine is capable of operating in a good quality rock environment containing infrequent weakness zones. The machine should achieve adequate advance rates with the concurrent installation of mostly light support consisting of anchors, steel mesh and, if required, reinforcing arches with shotcrete, which were installed from the trailing gear after two to three days, when the excavation of the above-mentioned 50m section was completed.

## CONSTRUCTION SITE UTILITY

Apart from facilities required for the tunnelling, it was necessary to establish the following additional infrastructure (see Fig. 3):

- 66 kV underground power lines supplying the site by electricity from the existing network, including a transformer station housing two transformers – one of them designed for supplying tunnelling machines and the other one for other needs (the site accommodation, crushers, concrete batching plant).
- As agreed by the water company, a water supply line, which was not available in the given location, was brought by means of a complicated system of 200 to 600mm pipelines. This pipeline subsequently allowed supplying the required quantity of water without outages and problems in adjacent villages in the Madrid area of the Sierra Norte.
- Access roads to the site and a circumferential road around the site. Two roads had to be built in a way guaranteeing that the entry, exit and transfer of special vehicles transporting large-size components would be possible and that they would be able to carry the weight of the TBM itself.
- Telephone lines were laid along the new roads.
- A concrete batching plant with the output of 80 m<sup>3</sup>/h.
- A casting yard for production of precast bottom keystones with the average production rate of 16 pieces per shift.

vyztužení sestávajícího z kotvení, sítí a případně i výztužných oblouků se stříkaným betonem dva až tři dny po ražbě daného záběru.

### ZAŘÍZENÍ STAVENIŠTĚ

Kromě zařízení potřebných pro ražbu bylo nutné vybudovat další následující infrastrukturu (obr. 3):

- Elektrické podzemní vedení 66 kV, které zásobovalo staveniště elektrinou z existující sítě včetně transformační stanice s dvěma transformátory – jeden byl určen pro zásobování razičích strojů a druhý pro ostatní potřeby (zařízení staveniště, drtičky, betonárku).
- Vodovod, který v dané lokalitě nebyl k dispozici, byl po dohodě s vodohospodářskou společností přiveden pomocí složitěmu systému potrubí o průměru 200 až 600 mm. Tento vodovod posléze umožnil dodávat potřebné množství vody, aniž by docházelo k odstávkám a problémům v přílehlých obcích madridské oblasti Sierra Norte.
- Přístupové cesty ke staveništi a obvodovou cestu kolem stavby. Obě komunikace bylo nutné vybudovat tak, aby byl umožněn vjezd, výjezd a přesun speciálních vozidel, které převážely dílce velkých rozměrů, a aby vydržely rovněž hmotnost vlastního razičeho stroje.
- Vedle nových komunikací byla položena i telefonní vedení.
- Betonárku s mísícím zařízením o výkonnosti 80 m<sup>3</sup>/h.
- Výrobu prefabrikovaných základových klenáků s průměrnou produkcí 16 ks za směnu.
- Věžový jeřáb o výšce 30 m.
- Čistírnu odpadních vod se dvěma nádržemi. Jednou objemu 1400 m<sup>3</sup>, druhou objemu 3500 m<sup>3</sup>.

Tunelem procházela dvě vodovodní potrubí, jedno z nich zásobovalo TBM a druhé vyvádělo použitou kontaminovanou vodu. Odtěžení rubaniny od hlavy razičeho stroje až k násypce blízko ústí tunelu bylo prováděno pomocí dopravního pásu šířky 1 m. Tato násypka byla dále vyvedena k dalšímu systému dopravních pásů stejného rozměru; tyto

- A 30m high tower crane.
- A waste water treatment plant with two tanks, one with the volume of 1,400m<sup>3</sup>, the other one with the volume of 3,500m<sup>3</sup>.

Two pipelines ran along the tunnel; one of them supplied water to the TBM, whilst the other one removed the used, contaminated water. The muck was transported from the cutterhead to a hopper located near to the tunnel mouth by means of a 1m wide belt conveyor. This hopper was further connected to another system of belt conveyors with the same width. These conveyors ended in the working space located outside the tunnel, where the muck was crushed and screened. The muck which was processed in the above-mentioned way was intended for further use, namely for the production of concrete, crushed granulated gravel, macadam etc. Unsuitable muck was deposited on an approved stockpile.

### COURSE OF CONSTRUCTION

The winning tender for the construction of the western tube of the San Pedro tunnel was chosen on 28th April 2003. The contract was signed on 11th September 2003. It required the works to be concluded in 39 months.

In January 2004 the work on the southern portal in the vicinity of the tunnel mouth had to be suspended because of unfavourable behaviour of the mountain mass – two landslides. For that reason the portal sections of both tunnel tubes had to be re-designed, including the excavation support using steel mesh, anchors and shotcrete. A twenty metres long tunnel section driven traditionally by the NATM had originally been planned for the deployment of the tunnelling machine. This length had to be subsequently increased up to 180m, at which distance a sufficient quality of rock mass required for the TBM installation and activation of the grippers was determined. It was a complicated stretch, which was driven using a horizontal excavation sequence (top heading and bench), with lengthy excavation procedures. A heavily reinforced concrete sliding slab had to be constructed. Four HEB 300 steel profiles were installed on this slab to carry the moving TBM. Tolerances of the profiles were admitted only in the order of millimetres.

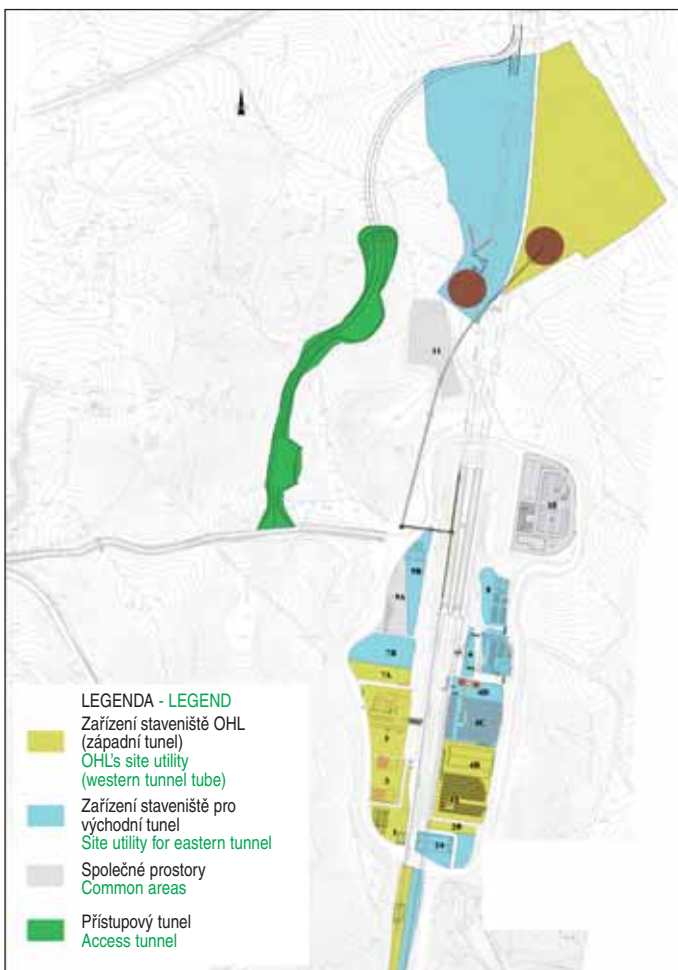
The schedule for putting the TBM into operation was prepared without taking into consideration the geotechnical problems described in the previous column. The process of handing the machine over had to be brought into harmony with the excavation of the conventionally driven parts of the tunnel.

The space for the two tunnelling machines at the bottom of the southern construction pit was insufficient. For that reason the sliding slab was extended outside, up to the cutterhead found at the distance of 150m from the temporary tunnel portal. The objective was to harmonise the NATM excavation of the initial part of the tunnel with the external assembly of the tunnelling machines. These operations lasted up to the end of March 2005, it means 18 months from the works commencement. Concurrently with them, 1,200 bottom keystones were produced and the stock of gravel sufficient for one-month work was prepared in the case of an unplanned outage of some of the system parts.

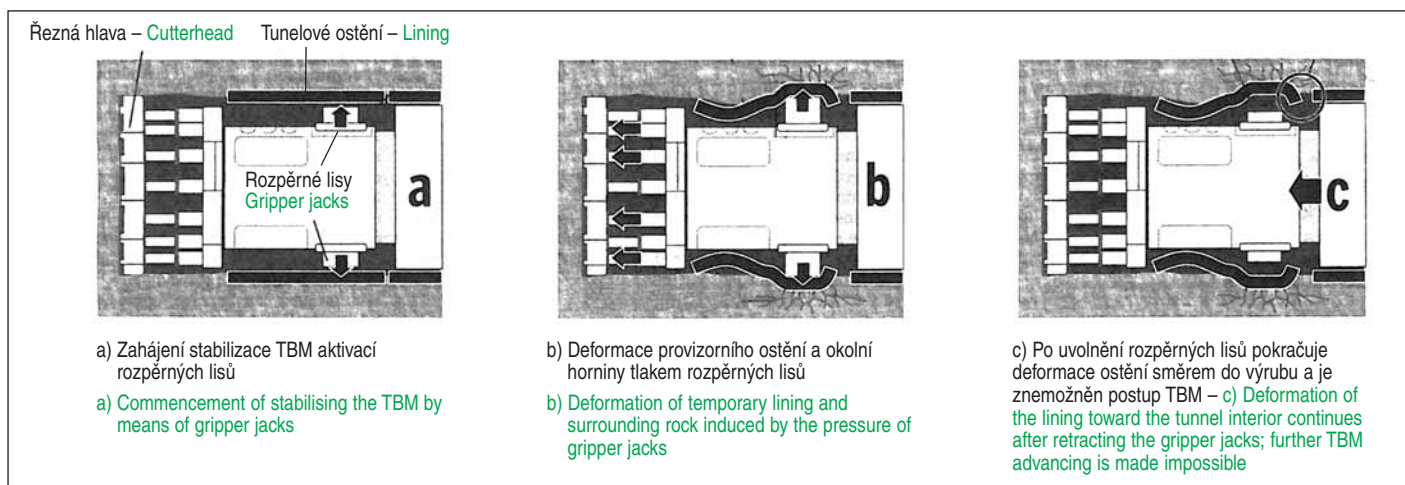
The mechanical excavation itself started on 7th March 2005 and continued till 11th April 2005 without extraordinary events, even though with low advance rates about 5m per day due to the geotechnical conditions.

From this day, caverns started to develop in the rock mass. The situation was solved by installing supporting arches and Bernold-type steel sheets covered with shotcrete. In addition, protective umbrellas were installed and shotcrete was applied in a systematic way so that the excavated opening was supported immediately after the excavation. The TBM stroke was reduced from the original 2m to 0.5m to reduce the risk of its subsiding. The excavation advance rate was reduced to approximately 1m per day. Owing to the uninterrupted application of shotcrete and the very aggressive environment, the electric motors and moving parts of the machine had to be continually cleaned.

On 23rd July 2005, after completing 304m of the excavation, the TBM became trapped when a chimney developed on the left-hand side (viewed in the direction of driving) at the top of the



Obr. 3 Přístupový tunel a situace zařízení staveniště Jih  
Fig. 3 Access tunnel and layout of construction site utility South



Obr. 4 Princip problému ražby TBM

Fig. 4 Principle of the TBM excavation problem

ústily do pracovního prostoru drčení a třídění horniny vně tunelu. Takto zpracovaná rubanina byla určena k dalšímu využití, a to k výrobě betonu a dále drčeného granulovaného štěrku, podkladového štěrku apod. Nevhodný výlomový materiál se ukládal na povolenou skládku.

## PRŮBĚH VÝSTAVBY

Výběrové řízení na stavbu západního tunelu San Pedro proběhlo 28. dubna 2003. Dne 11. září 2003 byla podepsána smlouva, ve které byla na provedení stavby stanovena lhůta 39 měsíců.

V lednu roku 2004 musely být vzhledem k nepříznivému chování masivu zastaveny práce na realizaci jižního portálu v blízkosti ústí tunelu. Došlo zde totiž ke dvěma sesuvům. Z tohoto důvodu bylo nutné přepracovat projekt portálových částí obou tunelů, a to včetně jejich zpevnění s použitím sítí, kotev a stříkaného betonu. Pro nasazení tunelovacího stroje byl původně plánován 20 m dlouhý tunel ražený konvenční metodou (NRTM). Ten musel být posléze prodloužen až na 180 metrů, kdy už byla zajištěna dostatečná kvalita horniny nezbytná pro instalaci stroje a aktivaci jeho přítlačných desek. Jednalo se o komplikovaný úsek prováděný horizontálním členěním výrubu se zdlouhavými postupy ražby. Bylo nutné vybudovat silně vyztuženou betonovou kluznou desku. Tato deska byla vystrojena čtyřmi ocelovými profily HEB 300, po kterých se stroj posunoval a jejichž přípustné diference se musely pohybovat v rámci milimetrů.

Harmonogram rozjetí stroje byl naplánován, aniž by byly vzaty v úvahu geotechnické problémy popsané v předchozím odstavci. Probíhající předávky stroje bylo přitom nezbytné sladit s realizací konvenčně ražených částí tunelu.

Na dně jižní stavební jámy byl nedostatek prostoru pro montáž obou tunelovacích strojů. Proto bylo zřízeno venkovní prodloužení kluzné



Obr. 5 Ražba kaverny konvenční metodou pro záchranu stroje

Fig. 5 Excavation of the cavern for the TBM rescue purpose using the conventional method

cross-section (see Fig. 4). From that moment the following operations were carried out:

From the TBM space:

- Installing reinforcing arches, Bernold plates and applying shotcrete to the vault.
- Filling cavities in rock with pumped concrete.
- Stabilising the rock mass by means of backfilling of caverns with GEOFOAM or MARIFOAM two-component expandable resins.
- Installing protective umbrellas consisting of 12m long self-drilling anchor rods 44/26mm, grouted with cement or GEO-FLEX-type resin.
- Installing SYMMETRIX T54 protective umbrellas, grouted with cement or GEOFLEX-type resin.

From the ground surface:

- Ground-reinforcing grouting (vertical or at an angle, depending on the particular case), injecting cementitious grout in grids determined by the design, with the objective to improve parameters of the ground found ahead of the TBM.

In addition, various items of the mountain mass survey were realised during this time (electrical tomography, probes, geophysical survey, seismic methods etc.), depending on the above-mentioned facts. A corrected geological profile, significantly differing from the previous one, was developed on the basis of these items of information. After this supplementary survey, about 60 per cent of ground mass in initial 2 kilometres of the route were classified as poor quality mass!

## STATE OF EMERGENCY

After twelve attempts to move ahead, all of which had failed, it turned out that it was impossible to solve the problem of the trapped TBM. After discussing the situation with ADIF, the railway infrastructure administrator, the decision was made that the state of emergency would be declared. As a result of this state, the decision was adopted to build a 400m long access tunnel with the cross-sectional area of 60m<sup>2</sup> using a conventional tunnelling method (the NATM) so that connecting to the tunnel route, getting ahead of the cutterhead and releasing the TBM was possible. The excavation in the northern direction proceeded simultaneously so that the TBM driving could be restarted after releasing the TBM and moving it to the part of the already stabilised massif. It is obvious even from a photo of the completed conventionally driven tunnel (see Fig. 5) that water, increasing the complexity of the works, was present in the environment.

The TBM cutterhead was reached on 25th April 2006; at the same time 400m of the tunnel heading north from the intersection with the approach tunnel were completed. After assessing the information obtained from the supplementary survey which was carried out simultaneously and the knowledge gained during the course of the excavation of the parallel eastern tunnel, the decision

desky až k hlavě tunelovacího stroje vzdálené 150 m od provizorního portálu tunelu. Cílem bylo sladit ražbu úvodní části tunelu pomocí NRTM s venkovní montáží tunelovacích strojů. Tyto činnosti probíhaly až do března roku 2005, kdy již uběhlo 18 měsíců od zahájení prací. Souběžně již bylo vyrobeno 1200 základových klenáků a byly připraveny dostatečné zásoby šterku na měsíc prací pro případ neplánovaného výpadku některé části systému.

Vlastní strojní ražba byla zahájena 7. března 2005 a běžela až do 11. dubna 2005 bez výjimečných událostí, avšak vzhledem ke geotechnickým podmínkám s pomalými postupy stroje cca 5 m/den.

Od tohoto dne začala hornina ve výrubu kavernovat. Situace byla řešena instalací výztužných oblouků a Bernold plechů plněných čerpáním betonem. Byly realizovány i ochranné deštníky a systematicky byl nastříkáván beton, tak aby bylo okamžitě po ražbě provedeno zajištění horniny. Výsuk stroje byl snížen z původních 2 m na 0,5 m, to proto, aby se snížilo riziko jeho poklesů. Denní výkon ražby se snížil na hodnotu kolem 1 m. Vlivem neustálého stříkání betonu a velmi agresivního prostředí vznikla nutnost nepřetržitého čištění elektromotorů a pohyblivých částí stroje.

Dne 23. července 2005 došlo po vyražení 304 m k uvážnutí stroje, kdy se vlevo nahore ve směru postupu vytvořil komín (obr. 4). Od této chvíle byly prováděny následující úkony:

Z prostoru TBM:

- Instalace výztužných oblouků, Bernold-plechů a stříkání betonu na klenbu.
- Vyplňování zastížených dutin v hornině čerpáním betonem.
- Zpevnění horniny vyplňováním kaveren rozpínavou dvousložkovou pryskyřicí typu GEOFOAM nebo MARIFOAM.
- Realizace ochranných deštníků délky 12 m ze samozavrtávacích kotevních tyčí 44/26 mm s injektáží cementem nebo pryskyřicí typu GEOFLEX.
- Realizace ochranných mikropilotových deštníků typu SYMMETRIX T54 délky 12 m s injektáží cementem nebo pryskyřicí typu GEOFLEX.

Z povrchu:

- Injektáž pro zpevnění horniny (vertikální nebo pod úhlem, podle případu) pomocí cementové malty do navržených sítí, s cílem zlepšit parametry horniny nacházející se před TBM.

V závislosti na výše uvedeném se během této doby realizovaly i různé položky průzkumu masivu (elektrická tomografie, sondy, geofyzikální průzkum, seismické metody atd.). Na základě všech těchto informací pak byl vypracován opravený geologický profil, který se od předchozího diametrálně lišil. Po tomto doplňujícím průzkumu bylo klasifikováno na prvních dvou kilometrech procento velmi špatné kvality masivu v hodnotě cca 60 %!

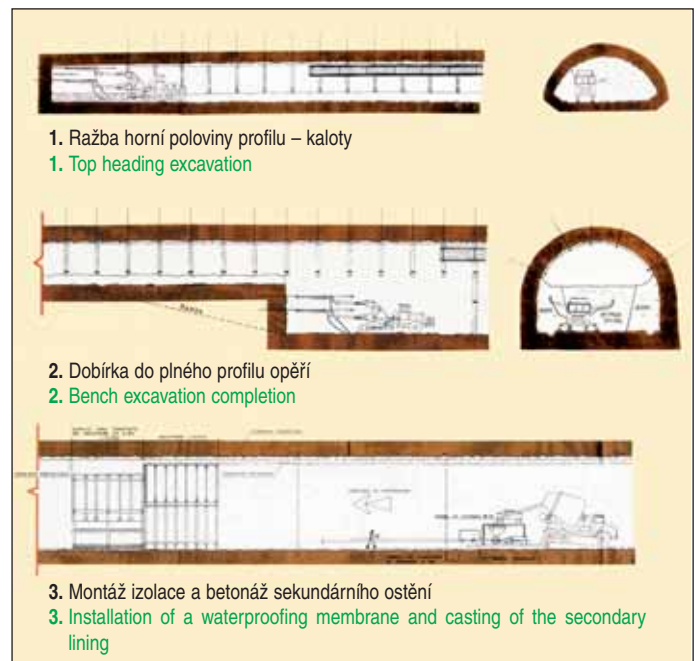
## VÝJIMEČNÝ STAV

Po dvanácti pokusech o posun vpřed, které všechny selhaly, se ukázalo, že je nemožné uvážnutí stroje vyřešit. Po projednání situace se Správou železniční infrastruktury ADIF bylo rozhodnuto vyhlásit výjimečný stav. V důsledku tohoto stavu bylo přijato rozhodnutí vybudovat pomocí konvenční tunelovací metody (NRTM) přístupový tunel profilu 60 m<sup>2</sup> a délce 400 m tak, aby bylo možno se napojit na trasu tunelu a dostat se před hlavu TBM a stroj vyprostit. Souběžně probíhaly razířské práce severním směrem, tak aby po uvolnění a přemístění TBM do již zajištěné části masivu bylo možné znovu zahájit strojní ražbu. I z fotografie hotového tunelu raženého konvenčně (obr. 5) je zřejmé, že v prostředí byla přítomna voda zvyšující obtížnost prací.

Dne 25. dubna 2006 bylo dosaženo hlavy tunelovacího stroje, současně bylo realizováno i 400 m tunelu severním směrem od křižovatky s přístupovým tunelem. Po vyhodnocení informací získaných ze souběžně realizovaného doplňujícího průzkumu a poznatků z ražby paralelního východního tunelu bylo rozhodnuto vytáhnout uvízlý stroj a pokračovat v postupu severním směrem s použitím ražby NRTM (obr. 6).

Pro demontáž hlavy TBM byla vybudována kaverna. Ta se shodou okolností nacházela v místě s dosud nejhorší zastíženou skladbou horniny: jednalo se o jíly a porfyry se značným zvodněním. Hlava stroje byla posléze v kaverně demontována a oddělený závěs byl vytažen pomocí lokomotiv jižním směrem ven z tunelu. Zde byla provedena jeho demontáž a odvoz.

Zpoždění, ke kterým došlo na počátku stavby z důvodů problémů s portály, dodávkou elektřiny a kvalitou horninového masivu, bylo pro



Obr. 6 Schéma postupu ražby tunelu konvenční metodou (NRTM)

Fig. 6 Scheme of the tunnel excavation procedure using the conventional method (the NATM)

was made that the trapped TBM would be extracted and the excavation would proceed north using the NATM (see Fig. 6).

A cavern was excavated for dismantling the TBM cutterhead. By chance, the cavern was built in a location where the rock mass composition was the worst encountered till that moment. It consisted of significantly water bearing clays and porphyries. The TBM cutterhead was subsequently dismantled in the cavern and the separated backup was pulled by means of locomotives, in the southerly direction, out from the tunnel. In this location it was dismantled and transported away.

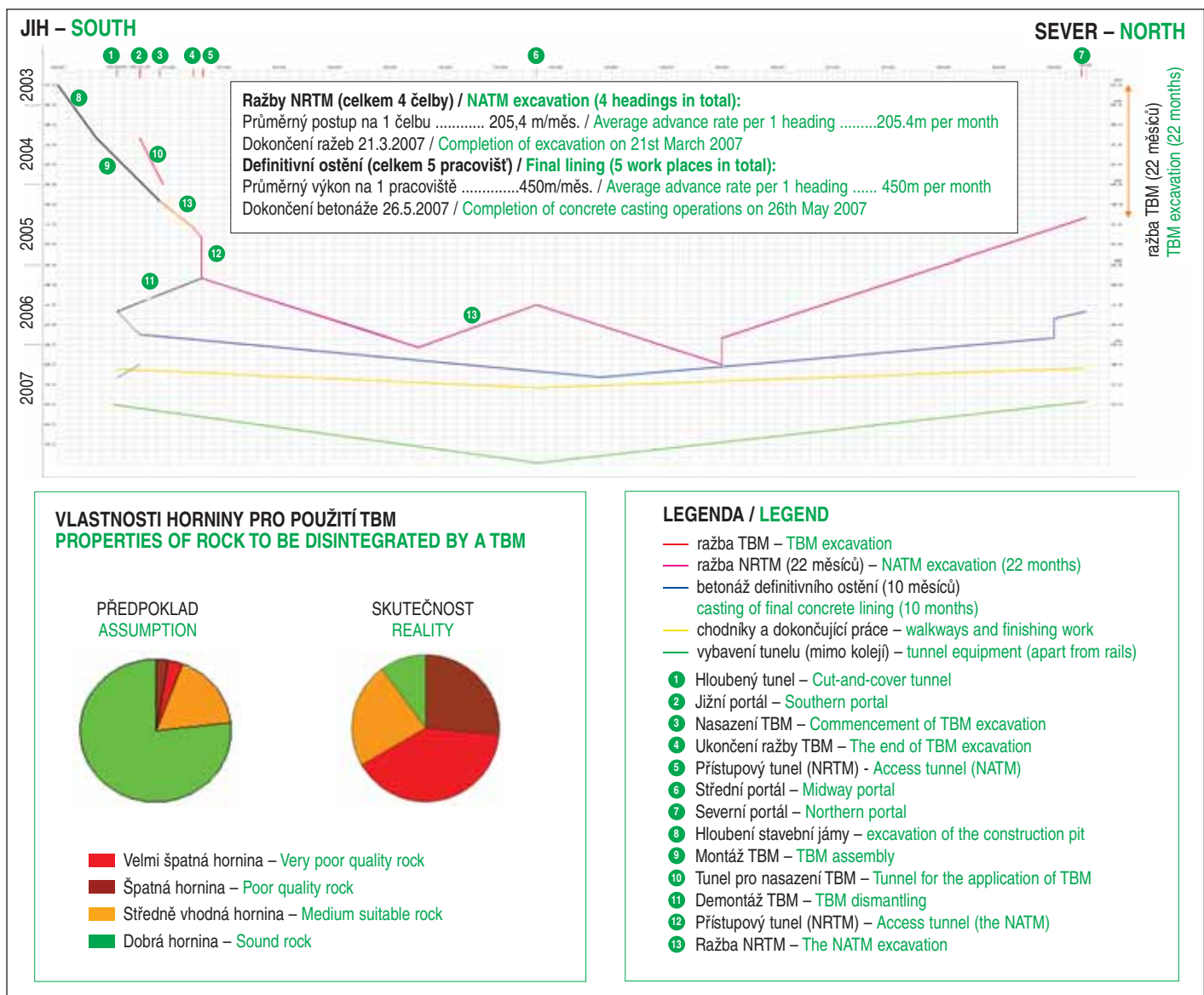
The delays suffered at the beginning of the construction due to problems with portals, power supplies and quality of the mountain mass were a signal for the client (ADIF) to commence the NATM excavation southward from the opposite (northern) portal from 8th June 2005. On 23rd July 2005, after the origination of the state of emergency, the contractor (OHL) suggested that a midway portal be opened. Several months later this solution was accepted by the client and, with respect to the project delay, was incorporated into the Modified Design for the eastern tube of the San Pedro tunnel.

## CONVENTIONAL TUNNELLING

The work on opening a pair of new headings using the NATM (southerly and northerly drives) commenced on 23 June 2006. The necessity of preparing site facilities for the so-called midway portal followed from this fact. A system of water tanks supplied by tank lorries fed from the connection line for the southern portal was built, as well as a power source - a diesel generating set, ventilation systems and systems of treating water before discharging it into a watercourse in the vicinity, an explosives magazine and sanitary and resting facilities. The same solution was adopted even for the NATM excavation from the northern portal; taking into consideration the large road distance from the southern portal, the decision was made that second concrete batching plant would be located at the northern portal.

This configuration of four headings was used from July 2006; 21 cross passages and four galleries for inner transformer stations were driven and provided with the support in parallel with the advancing headings.

The possibility of erecting the final lining before the excavation was finished was analysed with the aim of optimising construction deadlines and bringing them into harmony with the tunnel excavation deadlines. Travelling scaffolds for the installation of the intermediate waterproofing system and casting of the final



Obr. 7 Zakreslení jednotlivých fází výstavby tunelu v časoprostorovém grafu  
 Fig. 7 Plotting individual phases of the tunnel construction in a time-space diagram

investora díla (ADIF) signálem k zahájení prací s použitím NRTM od protějšího severního portálu jižním směrem od 8. června 2005. Po vzniku výjimečného stavu dne 23. července 2005 bylo zhotovitelem stavby (OHL) navrženo otevřít prostřední portál. Několik měsíců poté bylo toto řešení investorem i přijato a s ohledem na zpoždění výstavby zahrnuto do modifikovaného projektu východního tunelu San Pedro.

### KONVENČNÍ RAŽBA

K 23. červnu 2006 byla zahájena realizace dvou nových čelb pomocí NRTM (jižním a severním směrem). Z toho vyplynula nutnost připravit zařízení staveniště pro tzv. prostřední portál. Byl vybudován systém nádrží na vodu napájených z autocisteren z přípojky jižního portálu, zdroj elektrické energie dodávaný generátorovým soustrojím, ventilační systémy a systémy pro čištění vody před jejím vypuštěním do přírodního vodního toku nacházejícího se v blízkosti, skladiště thavin a sanitární a odpočinková zařízení. Stejně řešení bylo přijato i pro provádění ražeb NRTM od severního portálu a vzhledem k velké silniční vzdálenosti od jižního portálu bylo rovněž rozhodnuto umístit u severního portálu druhou betonárku.

Při této konfiguraci čtyř čelb se pracovalo od července 2006 a paralelně s postupem čelb se stejným způsobem razilo a vyztužovalo 21 spojovacích chodeb mezi oběma tunely jako i čtyři vnitřní transformační stanice.

S cílem optimalizovat lhůty výstavby a sladit je s lhůtami provádění ražby byla analyzována možnost realizovat definitivní ostění tunelu ještě před dokončením jeho ražby. Pro provádění mezilehlé izolace a betonáž definitivního ostění byly využity vozíky umožňující provoz

lining, allowing these operations to proceed simultaneously with the tunnel excavation were used. Owing to this measure the excavation process became compatible with the final lining installation process. When the excavation face proceeding in the direction from the northern portal toward the midway portal had passed through the most difficult geology, the system of the excavation proceeding concurrently with the installation of the final lining was abandoned and the advance of the excavation was given precedence. On 21st August 2007, the excavation of the northern part of the tunnel between the midway and northern portals broke through; the work on the lining started immediately, this time using 15m long travelling scaffolds proceeding from the north toward the midway portal. One travelling scaffold cast the concrete lining in a 15m long tunnel section per day (working for seven days/week). The other scaffold was designed for the opposite end of the tunnel, to be first of all used for the installation of the formwork for the vault of the cut-and-cover tunnel built in a 206m long open cut and then for the 180m long tunnel which was required for moving the TBM through the NATM driven tunnel. Then this scaffold was transformed for the installation of the lining in the 325m long section with the circular cross-section carried out by the TBM and again transformed for the transition from the circular cross-section to the horse-shoe-shaped profile designed for the entrance and exit. At that moment the last, fourth travelling scaffold was added to proceed from the north. It worked in tandem with the scaffold used for

v tunelu za současné ražby. Tím bylo dosaženo kompatibility postupu ražby s postupem realizace definitivního ostění. Po projití čelby ve směru ze severního portálu k portálu prostřednímu a překonání nejobtížnější geologie byl systém ražby a souběžné realizace ostění ukončen a byla dána přednost postupu ražby. Dne 21. března 2007 byla prorazena severní část tunelu mezi prostředním a severním portálem a byly bez prodlení zahájeny práce na ostění, tentokrát již se dvěma vozíky délky 15 m, které ze severu postupovaly směrem k portálu prostřednímu. Jeden vozík denně obložil 15 m tunelu při provozu sedm dní v týdnu. Na protější konec tunelu byl navržen druhý vozík, v prvé řadě použitý pro instalaci bednění klenby tunelu budovaného v otevřené stavební jámě o délce 206 m a následně pro 180 m tunelu pro přesun TBM tunelem raženým NRTM. Poté byl tento vozík transformován pro provedení ostění v úseku délky 325 m s kruhovým průřezem vyraženým TBM a pak opět transformován na přechod z kruhového průřezu na průřez ve tvaru podkovy na vjezdu a výjezdu. V tomto momentě byl přidán jako poslední i čtvrtý vozík postupující ze severu, který pracoval v tandemu s vozíkem provádějícím izolaci obdobným způsobem, jak je uvedeno výše.

Před prováděním ostění byla podle projektu plánována instalace izolační fólie tloušťky 1,5 mm z PVC. Zhotovitel (OHL) vznesla na investora díla (ADIF) dotaz, zda by nebylo vhodné v místech s velkým výskytem vody zlepšit drenáž a doplnit ji o instalaci drenážní matrace typu ENKADRAIN. Tento návrh byl přijat. Systém obvodové drenáže a izolace svádí vodu z hory do jednotlivých podélných drénů a následně do centrálního sběrného kanálu o průměru 300 mm. Ten je uložen v betonu spodní klenby nebo v železobetonové desce.

Ode dne, kdy byly soupravy vozíků upraveny, a to dvě pro provádění izolace a čtyři pro ostění, bylo dosahováno rekordních denních výkonů, to znamená až 60 m ostění denně. To nakonec umožnilo, aby 27. května 2007 bylo dokončeno ostění západního tunelu. Během celé doby pracovaly obě betonárky umístěné u severního a jižního portálu 24 hodin denně se zahrnutím nezbytné každodenní údržby.

## DOKONČENÍ PRACÍ

Při dokončování tunelů budovaných v otevřené stavební jámě byla prováděna celá skupina činností, zahrnující jejich zasypání, odstranění přebytečné rubaniny (resp. upraveného šterku), likvidaci dočasných částí staveniště a obnovu více než 35 hektarů zabraných v důsledku stavební činnosti. V největší možné míře byly vzaty v úvahu snahy o obnovu stavu prostředí před zahájením prací s nutnou integrací stavby do životního prostředí. Výsledkem bylo řešení, které zachovalo měřítku vybudovanou pro zajištění zásobování díla elektrickou energií. Ta nově zajišťuje dodávky pro tunely San Pedro. Dále vznikla zóna pro záchranu, kam spadá stavba heliportu a zařízení s funkcemi užitelsko-údržbářskými. Tím byl zlepšen přístup k instalacím a k vlastnímu jižnímu portálu tunelů a tyto nové komunikace byly zpřístupněny i majitelům přilehlých pozemků, čímž došlo k zlepšení celkové situace místních obyvatel.

## ZÁVĚR

Skutečný průběh výstavby s vyznačením jednotlivých operací v čase je patrný z obr. 7.

Výše popsaná zkušenost fy OHL upozorňuje na obtížnost výběru vhodné technologie pro ražbu dlouhých tunelů. Zásadní je to především u nasazení nedostatečně univerzálních postupů, jako je v tomto případě použití TBM. Značnou úlohu přitom sehrává spolehlivá a podrobná ověření geotechnických poměrů v trase raženého díla. Úkol je potom velmi složitý především u dlouhých tunelů ve složitě morfologii. Pro zdárné řešení podobných situací, jako je v příspěvku uváděný případ tunelu San Pedro ve Španělsku, je pak nesmírně důležitá i zkušenost a invence nejenom na straně zhotovitele, ale i součinnost a konstruktivní přístup investora díla a všech spolupracujících organizací.

*ANTONIO ANADÓN, aanadon@ohl.es, OHL, S. A.  
ING. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a. s.*

*Recenzoval: Ing. Karel Rössler*

the installation of waterproofing in a way similar to the above-mentioned procedure.

According to the design, a 1.5mm thick PVC waterproofing membrane was to be installed before the installation of the final lining. The contractor (OHL) made an enquiry with the client (ADIF) whether it would be reasonable for locations with increased occurrence of ground water to improve the drainage effect and add an ENKADRAIN type of drainage fabric to the system. This proposal was approved. The system of circumferential drainage and waterproofing directs water from the mountain mass to individual longitudinal drains and then to a 300mm-diameter central drainage duct. The duct is embedded in concrete forming the tunnel invert or in a reinforced concrete slab.

From the day on which the travelling scaffolds were modified, two for installing the waterproofing and four for installing the lining, record daily advance rates started to be achieved, which means up to 60m per day. Owing to this performance it was eventually possible to complete the lining of the western tunnel tube on 27th May 2007. Both concrete batching plants located at the northern portal and southern portal worked throughout this time for 24 hours a day, with the time necessary for day-to-day maintenance included.

## WORKS COMPLETION

When the cut-and-cover tunnels were being completed, the whole group of activities was carried out, comprising backfilling of the tunnels, removal of excessive muck (or the treated gravel), liquidation of temporary parts of the site facilities and reinstatement of more than 35 hectares of land occupied for the purpose of construction activities. Efforts to reinstate the environment to the state existing before the commencement of the works with the necessary integration of the structure into the living environment were taken into consideration to the largest possible extent. The efforts resulted in a solution which preserved the converter station which had been built for the purpose of supplying the works with power. This station newly supplies power for the San Pedro tunnels. In addition, a rescue zone originated, comprising the construction of a heliport and operation and maintenance facilities. Owing to this solution the access to installations and to the southern portal of the tunnels was improved and the new roads were made accessible even for owners of adjacent properties, which improved the overall situation of local residents.

## CONCLUSION

The actual construction process with the individual operations progress in time is shown in Fig. 7.

The OHL's experience which is described in this paper draws attention to difficulties in selecting a technology suitable for driving long tunnels. The selection is crucial first of all when insufficiently universal procedures are applied, such as the TBM which was selected for this particular case. In doing so, a significant role is played by reliable and detailed verification of geological conditions along the mined tunnel route. The task is very difficult first of all in the cases of long tunnels driven through complicated morphology. Success in solving situations similar to the San Pedro tunnel in Spain, which is presented as an example in this paper, greatly depends not only on the experience and invention on the contractor's side but also on collaboration and constructive approach of the client and all co-operating organisations.

*ANTONIO ANADÓN, aanadon@ohl.es, OHL, S. A.  
ING. TOMÁŠ JUST, tjust@ohlzs.cz, OHL ŽS, a. s.*

## LITERATURA / REFERENCES

Tecno č. 68, březen 2008  
Grafické přílohy – archiv OHL, S. A.

# TECHNOLOGIE TUNELOVÁNÍ PRO INFRASTRUKTURU TECHNOLOGIES OF TUNNELLING FOR INFRASTRUCTURE

TOMÁŠ JUST, MICHAL SODOMKA

## ÚVOD

Za účelem výstavby a rekonstrukce městské, dopravní nebo průmyslové infrastruktury se v mnohých případech neobejdeme bez využití různých bezvýkopových technologií. Není-li volba bezvýkopové technologie jediným možným řešením konkrétní situace (překážky v trase na povrchu, hloubka výkopu, nevhodná geologie atd.), je třeba při bilancování její výhodnosti oproti konvenčnímu způsobu (výkop a zpětný zásyp s obnovou povrchů) uvažovat následující faktory:

- prostorové možnosti pro umístění a obsluhu stavby v dané lokalitě,
- dopad zvolené technologie na stávající objekty a život v dotčeném území,
- technické možnosti uvažované technologie,
- ekonomické posouzení,
- environmentální posouzení,
- posouzení bezpečnosti práce.

Výše uvedenou bilanci je vhodné porovnat potřebu záborů ploch stavby na povrchu, existující prostor pro umístění objektu pod zemí, množství přemístěného materiálu, dobu výstavby a její dopad na okolí. Samostatnou stránkou je ekonomická bilance záměru, která po zvážení všech souvislostí může vyznít ve prospěch bezvýkopové technologie zejména v těchto případech:

- nákladná obnova dotčených povrchů,
- omezený prostor na povrchu, nízká možnost obslužnosti stavby,
- vyšší hloubka uložení (obvykle cca 4 m a více),
- nevhodná geologie a hydrogeologie pro výkop,
- vysoká hustota stávajících inženýrských sítí.

V současné době lze volit z mnoha na trhu existujících bezvýkopových technologií, a to od tradičního ručního štolování, štítování nebo protlačování až po plně mechanizované a dálkově řízené vrtání. Každá z metod má své přednosti a odůvodnění pro použití při realizaci konkrétního záměru. Cílem tohoto článku je přiblížit čtenáři výběr některých technologií s uvedením principu jejich realizace, obecných parametrů a názorných příkladů uplatnění v praxi.

V následujícím textu naleznete přehled bezvýkopových technologií pro „malé tunelování“ používaných u společnosti OHL ŽS, a. s., včetně příkladů úspěšné realizace jednotlivých technologií z poslední doby.

## KLASICKY RAŽENÉ ŠTOLY

Klasicky ražené štoly a kolektory mají výhodu v možnosti volby individuálního tvaru výrubu, nejčastěji profilu 2–12 m<sup>2</sup>, a dále možnosti proměnlivého směřování a výškového vedení, možnost změny tvaru a rozměru příčného profilu díla. Ostění je realizováno nejčastěji z rámu K21 nebo příhradoviny v kombinaci se stříkaným betonem nebo plechy UNION. Tato metoda umožňuje realizaci podzemních odboček nebo křížení, umožňuje reagovat na konkrétní geologickou a hydrogeologickou situaci na čelbě. Je vhodná zejména pro uložení produktovodů větších průměrů a nebo nelineární osu zamýšleného díla. Metoda je náročná na kvalifikovanou manuální pracovní sílu nasazenou přímo na čelbě – dle velikosti výrubu 3 až 5 pracovníků, obvyklý postup (ražba včetně primárního ostění a odtěžení rubaniny) se pohybuje v závislosti na okolních podmínkách v intervalu 0,8–1,6 m za směnu (12 hodin).

### Rekonstrukce kanalizačního sběrače C1 Rooseveltova–Soliční, Brno

Rekonstrukce kanalizačního sběrače v historickém jádru města Brna prováděná bezvýkopovou metodou hornickým způsobem. Vzhledem k rozměru příčného profilu díla se jednalo o ruční ražbu štoly celkové délky 295 m realizovanou prostřednictvím 3 ks těžních šachet hloubky cca 8–11 m. Ražený profil cca 3,6 m<sup>2</sup> pro stoku DN 800/1 200 a cca 5,5 m<sup>2</sup> pro stoku DN 1 200/1 800. Primární vyztužení pomocí rámu K 21 m a plechů UNION, v případě potřeby (podchod pod budo-

## INTRODUCTION

In many cases we cannot cope without using various trenchless technologies when building new and reconstructing old urban, transport-related or industrial infrastructure. If the choice of a trenchless technology is not the only solution to a particular situation (obstacles on the route on the surface, the excavation depth, unsuitable geology etc.), the following factors must be taken into consideration when advantages over the conventional method (excavation of a trench and backfill, reinstatement of the surface) are being balanced:

- possible space for locating and operating a construction site facility in the particular locality,
- the impact of the selected technology on existing buildings and the life in the area of operations,
- technical potential of the technology under consideration,
- economic assessment,
- environmental assessment,
- safety at work assessment.

It is reasonable if the above-mentioned balance is used for comparing the need for the occupation of surface areas for the construction site, the existing space for carrying out the structure underground, the volume of materials to be moved, duration of the works and the impact of the construction on the surroundings. The economic balance of the concept is a separate part. It may, after considering all relationships, end up in favour of the trenchless technology, first of all in the following cases:

- expensive reinstating of surface areas affected by the construction,
- limited space on the surface, insufficient access for services to the site,
- greater depth of the placement (usually about 4m and deeper),
- geology and hydrogeology unsuitable for an open cut trench,
- high density of existing utility networks.

Today it is possible to make a selection from many trenchless technologies existing on the market, ranging from traditional hand-mined excavation of galleries, shield driving or jacking up to fully mechanised and remotely controlled drilling. Each of the methods has its own merits and reasons for its use during the implementation of a particular plan. The objective of this paper is to give the readers an idea of the selection of some technologies, showing principles of their application, general parameters and illustrative examples of the application in practice.

In the following text you will find an overview of the trenchless technologies for driving galleries which are used by OHL ŽS, a. s., inclusive of the latest examples of successful implementation of the individual technologies.

## CLASSICALLY DRIVEN GALLERIES

The advantage of classically driven galleries and utility tunnels is that it is possible to choose an individual geometry of the excavated cross-section (most frequently a profile area ranging from 2 - 12m<sup>2</sup>), and to change the horizontal and vertical alignment, to modify the geometry and dimensions of the cross-section of the underground working. K21 frames or lattice girders combined with sprayed concrete or UNION steel sheets are most frequently used for the lining. This method makes the realisation of underground branching or crossings possible, and allows responding to concrete geological and hydrogeological situation at the excavation face. It is suitable first of all for placing product pipelines with larger dimensions or for a non-linear route of the planned works. The method is demanding in terms of qualified labours working directly at the excavation face, which means 3 – 5 workers, depending on the excavated opening size; the usual advance rate (the excavation including the primary lining and loading of muck) fluctuates depending on surrounding conditions within the interval of 0.8-1.6m per shift (12 hours).

### Reconstruction to C1 trunk sewer in Rooseveltova and Solniční Streets, Brno

The reconstruction to the trunk sewer in the historic core of the city of Brno carried out using a trenchless method, by mining. Because of the



Obr. 1 Montáž kmenové stoky z polymerbetonového potrubí DN 1200/1800 do klasicky ražené štoly, meziprostor bude vyplněn samozhutitelným betonem C 30/37 XA1

Fig. 1 Installation of the trunk sewer consisting of DN 1200/1800 polymer concrete tubes into a traditionally mined gallery; the free space will be back-filled with self-compacting concrete C 30/37 XA1

vou katastrálního úřadu) aplikace injektovaných IBO kotev vně obvodu klenby štoly. Ražba štoly probíhala v rozhodujícím objemu v soudržných neogenních jílech jen místy mokřých, lokálně zastiženy pozůstatky antropogenní činnosti (základy hradebních zdí, zděné podzemní prostory). Rychlost ražby dle aktuálních podmínek na čelbě byla cca 1 postup (obvykle 0,8 m) za osmihodinovou směnu.

V definitivní úpravě je stoka provedena jako monolitická betonová s výstelkou z polymerbetonových vejčitých dílců uvedeného profilu. Do nově vybudované stoky jsou napojeny kanalizační přípojky



Obr. 2 Polomechanizovaný štít RŠK 3050 před spuštěním do startovací šachty, v přední části hydraulicky ovládaná lžičce, v zadní části pásový dopravník  
Fig. 2 Semi-mechanised shield RŠK 3050 before lowering into the launching shaft; the hydraulically controlled shovel at the front end, the belt conveyor in the rear part

dimensions of the tunnel cross-section, the 295m long gallery was driven by a hand method, using 3 hoisting shafts about 8 – 11m deep. The excavated cross-sectional area about 3.6m<sup>2</sup> and 5.5m<sup>2</sup> was designed for a DN 800/1200 and DN 1200/1800 trunk sewers, respectively. The primary support was by K21 frames and UNION steel sheets and, if required (the passage under the Land Registry Office building) the application of grouted IBO rods around the crown of the gallery. The main volume of the excavation of the galleries was carried out in cohesive, only locally wet Neogene clays, remnants of anthropogeneous activities (foundations of fortification walls, brick-lined underground spaces) were locally encountered. The excavation advance rate was, depending on existing conditions at the face, about 1 excavation round (usually 0.8m) per an 8-hour shift.

The final solution was that the gallery was constructed as a cast-in-situ concrete structure with polymer concrete, oval segments of the given profile used as the inner cladding. Sewerage services leading from adjacent properties were connected to the newly built trunk sewer also using trenchless technologies – mined galleries and pipe jacking. Differences in elevations of the sewerage services connecting the trunk sewer and elevations of the services in individual properties are solved through drop manholes, located outside the trunk sewer structure, or sacrificial shafts installed on the trunk sewer structure, or through inspection shafts.

### GALLERIES DRIVEN BY MEANS OF SEMI-MECHANISED SHIELDS

The galleries driven in this way are circular, with the outer diameter of 2.0 – 3.6m; the horizontal and vertical alignments are usually straight. Independent excavation equipment exists for each profile. The body of the shield consists of a steel cylinder with the respective diameter; a hydraulically controlled grab braking the ground and loading the muck, and a space for the shield operators. A belt conveyor runs through the shield body, discharging the muck into a skip; a segment erector is in the rear of the machine; a set of hydraulic cylinders is mounted around the rear part of the shield body, which are braced against the last lining ring, allowing the shield to move ahead. Trailing backup with a hydraulic unit, moving on the rail track, is coupled behind the shield. In addition, the rail track serves to ensure horizontal transport of materials. The lining segments allow back grouting to be carried out. The machine operating crew usually consists of 2 – 3 workers, depending on the diameter; the advance rate varies within the interval of 1 – 2m per 12-hour shift.

### Přerov railway station, construction lot 1, structure SO 43-15-08: cable gallery

The construction of a cable tunnel using an RŠK 3050 semi-mechanised shield, with segmental lining (6 RC precast segments in a ring, 2 rings per 1m). The length of the completed gallery of about 115m; passing under existing 6 rails at Přerov station.

The construction was carried out in difficult hydrogeological conditions, the vertical alignment of the mined gallery was found about 3.5m under the groundwater standing level; the geological profile comprising a combination of clayey-sandy, clayey and gravelly material (former bed of the Bečva River). A combination of lowering the water table by means



Obr. 3 Pohled do vyražené štoly zajištěné ostěním z betonových segmentů směrem k těžní šachtě, odtěžení rubaniny pomocí kolejové strojní dopravy  
Fig. 3 A view down the excavated gallery toward the hoisting shaft; the gallery is lined with concrete segments; muck removed by rail-bound machine transport



z přilehlých nemovitostí rovněž využitím bežných technologií – štoly a protlaků. Výškové rozdíly mezi úrovní napojení kanalizačních přípojek na rekonstruovaný sběrač a úrovní kanalizačních přípojek v jednotlivých nemovitostech jsou řešeny přes spádové šachty umístěné mimo konstrukci sběrače nebo ztracené šachty umístěné na konstrukci sběrače, případně přes revizní šachty.

### ŠTOLY RAŽENÉ POLOMECHANIZOVANÝMI ŠTÍTY

Budované štoly jsou kruhového profilu vnějšího rozměru 2,0–3,6 m, směrově a výškově vedení je obvykle v přímé. Pro každý profil existuje samostatné zařízení. Tělo štítu je tvořeno ocelovým válcem příslušného průměru, na čelbě je instalován hydraulicky ovládaný drapák pro rozpojování a nahrnování horniny a prostor pro osádku stroje. Tělem štítu prochází pásový dopravník pro nakládku rubaniny do těžní nádoby, v zadní části stroje je erektor pro ukládku segmentů a po obvodu zadní části těla je soubor hydraulických pístů opírajících se o poslední prstencové ostění umožňujících pohyb štítu vpřed. Za štítem je připojen závěs s hydraulickým agregátem pohybujícím se po koleje dráze, která rovněž slouží pro zajištění horizontální dopravy materiálu. Segmenty ostění umožňují injektáž prostor za rubem. Osádku stroje dle profilu obvykle tvoří 2–3 pracovníci, výkon za 12hod. směnu se pohybuje v intervalu 1–2 m.

#### Ž. st. Přerov, 1. stavba, SO 43-15-08, štola pro kabelovod

Realizace štoly pro kabelovod pomocí polomechanizovaného štítu RŠK 3050 s ostěním z ŽB prefabrikovaných segmentů (6 ks v prstenci, 2 prstence na 1 m). Délka realizované štoly cca 115 m, podchod stávajících 8 kolejí ve stanici Přerov.

Stavba realizována ve složitých hydrogeologických podmínkách, niveleta ražené štoly cca 3,5 m pod ustálenou HPV, geologický profil kombinací jílovitého, jílového a šterkového materiálu (bývalé koryto řeky Bečvy). Pro zajištění bezpečné ražby a minimalizaci poklesů kotliny použita kombinace snížení ražby pomocí 10 ks hydrovrtů provedených souběžně s osou ražby a postupného provádění injektáže předpolí z čelby směsí rychletuhnoucích cementů.

Průměrný realizovaný postup ražby včetně výše popsanych opatření byl cca 2 m za jeden pracovní den ve dvousměnném provozu. Dokončená štola bude vystrojena kabelovými multikanály a mezikruží vyplněno betonem.

### RUČNĚ RAŽENÉ PROTLAKY

Jedná se o protlačení chráničky nebo přímo konečného produktovou profilu DN 800 – 2400 mm, který současně tvoří ochranu pracovníků na čelbě. Rozpojování horniny na čelbě i vodorovná doprava rubaniny je ruční. Budované potrubí je postupně skládáno ze segmentů délek 1–2 m a postupně zatlačováno pomocí hydraulické protlačovací soupravy instalované v těžní (startovací) šachtě s vybudovaným vhodným opěrným blokem. Typ a velikost protlačovací soupravy je volena dle velikosti a délky realizovaného protlaku od 1pístové až po 12pístové zařízení. Protlačovaným materiálem jsou nejčastěji ocelové potrubí i železobetonové nebo sklolaminátové trouby. Osádka je nejčastěji tříčlenná, postup za 12hod. směnu je cca 2 m a limitní délka souvislého protlaku je cca 60 m.

#### Rekonstrukce železničního uzlu Břeclav, 1. stavba, SO 01-19-43, propustek v km 85,624

Z důvodu nevyhovujícího technického stavu stávajícího propustku byl realizován nový propustek technologií ručně kopaného protlaku ocelového potrubí DN 2340 celkové délky 66 m. Protlak byl realizován ze startovací šachty o půdorysném rozměru 7,5x5,5 m, z důvodu malé hloubky startovací šachty bylo její pažení provedeno z ocelových Larssen IIIIn 436x168 x13 mm, které byly zaberaněny do hloubky 10 m. Jelikož byl protlak uskutečněn pod pojižděnými kolejemi, musela být ražba prováděna kontinuálně. Samotná ražba probíhala v různých hydrogeologických podmínkách a pod hladinou podzemní vody. Pro snížení hladiny podzemní vody bylo v trase protlaku realizováno 8 kusů hydrovrtů. Ražbou byly zastíženy dřevěné trámy (původní založení starého propustku) i betonové patky starého trakčního vedení. Do takto vyraženého protlaku byly zatahovány ocelové armokoše a potrubí HOBAS DN 1600 SN 10 000. Vzniklé mezikruží bylo vyplněno samozhutitelným betonem C30/37 XC4. Po zprovoznění nového propustku byl současný zabetonován. Celý protlak byl vyražen za 6 týdnů, rychlost ražby byla ovlivněna požadavkem projektanta na přesné provedení, tolerance na přesnost ražby (z důvodu osazení armokošů) byla stanovena na  $\pm 2$  cm.

of 10 bored wells drilled in parallel with the centre line of the excavation and gradual injecting rapid-set cement grout into the front zone from the excavation face.

The average excavation advance rate, including the above-mentioned measures, was about 2m per two-shift working day was achieved. Cable multi-ducts will be installed in the gallery after the completion and the annulus will be backfilled with concrete.

### HAND-EXCAVATED PIPE JACKING

It is the case of jacking either casing pipes or directly the product-carrying profile DN 800 – 2400mm, which at the same time provides protection for workers at the excavation face. The ground at the face is broken and the muck is transported manually. The pipeline being built is step by step assembled from 1 – 2m long segments and is gradually pushed ahead by means of a hydraulic jacking unit installed in a hoisting (launching) shaft in which a proper jacking block is prepared for it. The type and size of the jacking unit is selected according to the diameter and length of the pipe-jack, from 1-piston to 12-piston sets. The tubes used for the jacking are most frequently of steel, but even reinforced concrete or glassfibre reinforced plastic tubes are used. Pipe jacking crews consist usually of three workers, the advance rate is about 2m per 12-hour shift and the limiting length of a continuous pipejack is about 60m.

#### Reconstruction of the Břeclav railway junction, construction lot 1, structure SO 01-19-43: culvert at km 85.624

The unsatisfactory condition of the existing culvert was the reason why a new culvert was built, using the hand-excavated pipe jacking technique. A DN 2340mm steel pipeline at the total length of 66m was installed. The tubes were jacked from a launching shaft with the ground plan dimensions of 7.5 x 5.5m; because of the small depth of the launching shaft the walls were braced by Larsen IIIIn 436x168 x13 mm sheet piles, which were driven into the ground to the depth of 10m. Because of the fact that the pipe-jack was carried out under operating rails, the operation had to be performed continually. The excavation itself passed through varying geological conditions and under the water table. Eight dewatering wells were drilled along the pipejack route to lower the water table. The excavation encountered timber beams (the original foundation of the old culvert) and concrete footings of an old catenary system. Steel reinforcement cages and HOBAS DN 1600 SN 10 000 tubes were pulled into the completed pipe-jack. The existing culvert was backfilled with concrete after the completion of the new one. The entire pipejack was driven in 6 weeks; the jacking advance rate was affected by designer's requirement for precise installation: the tolerance was set at  $\pm 2$  cm to allow the installation of reinforcement cages.

#### Reconstruction of the Břeclav railway junction, construction lot 1, structure SO 01-19-41: culvert at km 84.863

Another pipejack was carried out within the framework of the reconstruction of the Břeclav railway junction using DN 1600 reinforced concrete tubes. The total length of the mined part of 160m was divided into three sections. The pipejack route passed under 34 rails, with 30 rails being continually used for shunting of trains. The operation was suspended on four rails to allow two launching shafts with ground plan dimensions of 7.5 x 5.5m and the depth of about 5m to be sunk. It was found out on the basis of the hydrogeological survey that the whole length of the pipejack route will be driven under the water table. The water table was tapped in check boreholes at the depth of 2m and the standing level was at the depth of 1.4m under the ground surface. It was expected that the tunnel profile would encounter sandy clays, which would gradually pass into water-bearing sandy loams. A system of fourteen dewatering wells had to be carried out along the pipejack route to make the construction possible. All boreholes were provided with a casing consisting of a perforated PVC tube with filters glued in it, subsequently the tube was enveloped in the borehole with 8 – 16mm fraction pea gravel. This system of dewatering wells managed to lower the water table to the level of 2 – 3m under the design level of the pipejack bottom.

A steering pre-shield was mounted on the first, specially modified DN 1600 tube. Stability of the overburden was secured and any risk associated with overbreaks was eliminated by means of reinforcing cement grouting, which was carried out simultaneously with the excavation using 30/16mm diameter, minimum 5m long IBO rods. The length of individual mined section was up to 60m. Friction reducing (lubrication) grouting through injection holes provided around the perimeter of a TZT 160/200 reinforced concrete tube was carried out so that achieving of

## Rekonstrukce železničního uzlu Břeclav, 1. stavba, SO 01-19-41, propustek v km 84,863

Další protlak v rámci rekonstrukce železničního uzlu Břeclav byl proveden z železobetonových trub DN 1600. Celková délka ražené části 160 m byla rozdělena do tří úseků. Trasa protlaku procházela pod 34 železničními kolejemi, přičemž 30 kolejí bylo po dobu stavby nepřetržitě užíváno pro posun vlakových souprav. Na čtyřech kolejích byl přerušen provoz z důvodu vyhloubení dvou startovacích šachet o půdorysném rozměru 7,5x5,5 m a hloubky cca 5 m. Na základě provedeného hydrogeologického průzkumu bylo zjištěno, že celá trasa propustku bude realizována pod hladinou podzemní vody. V kontrolních vrtech byla hladina podzemní vody naražena v hloubce 2 m a ustálená hladina byla v hloubce 1,4 m pod povrchem. V profilu protlaku se předpokládá výskyt písčitých jíílů, které budou postupně přecházet do zvodnělých písčitých hlín. Pro realizaci díla musela být v trase protlaku vybudována soustava čtrnácti čerpacích vrtů. Všechny vrty byly vystrojeny perforovanou PVC trubkou s osazenými lepenými filtry a následně obsypány kačirkem frakce 8–16 mm. Tato soustava hydrovrtů zajistila snížení hladiny podzemní vody na úroveň 2–3 m pod projektovanou niveletu protlaku.

Na první speciálně upravenou rouru o průměru DN 1600 byl osazen řídicí předštitěk. Pro zajištění stability nadloží a eliminaci jakýchkoli rizik spojených s nadvýlomy probíhala současně s ražbou zpevňující cementová injektáž pomocí tyčí „IBO“ o průměru 30/16 mm délky minimálně 5 m. Délka jednotlivých ražených úseků byla do 60 m. Aby bylo možné dosáhnout těchto délek, byla prováděna tzv. kluzná injektáž přes injekční otvory, které byly osazeny po obvodu železobetonové roury TZZT 160/200. Ražba probíhala v nepřetržitém provozu, kdy za jednu směnu byly vyraženy 2 m protlaku. Celková doba samotné ražby všech tří úseků trvala 3 měsíce. V dokončeném protlaku byla na dno zatlačeného potrubí položena betonová kyneta vyztužená ocelovou sítí.



Obr. 5 Protlačecí 12pístová souprava osazená ve startovací šachtě včetně předštitku a první zatlačené železobetonové roury DN 1600

Fig. 5 Pipe jacking set with 12 pistons in a launching shaft, including the preshield and the front-end DN 1600mm reinforced concrete tube



Obr. 4 Pohled z cílové šachty na vystrojování dokončeného protlaku ocelového potrubí DN 2340 potrubím HOBAS DN 1600 SN 10 000 včetně osazeného armokoše a trubky pro doinjektování vrchlíku profilu

Fig. 4 Installation of HOBAS DN 1600 SN 10,000 inside the DN 2340 steel pipe including the reinforcing cage and a pipe for backfilling of the crown with grout, viewed from the receiving shaft

these pipejacking lengths was possible. The jacking operation proceeded continuously, with 2m of the pipejack completed in one shift. The total time of the excavation of the three sections took 3 months. A concrete cunette reinforced with steel mesh was placed on the bottom of the completed pipejack.

### HORIZONTAL DRILLING COMBINED WITH PIPE JACKING

Mechanised thrusting of 300-600mm tubes by means of a Perforator Thrust Boring Machine PBA 150. The machine is equipped with a laser which is guided through a pilot borehole. When the pilot borehole is completed, a cutterhead is coupled to pilot rods with a string of augers and steel casing pipes. The string assembled in the above-mentioned way, with the augers and cutterhead rotating, is continually thrust into ground. The route to be followed by the augers is determined by pilot rods drilled into ground, which are continually dismantled in the receiving shaft. When the whole length of the steel casing pipes is installed in the ground, the augers are pulled back to the launching shaft. At the end of the entire process the steel casing pipes are pressed out by the final pipeline (earthenware, basalt, concrete, glassfibre reinforced plastic tubes) to the target shaft, where they are piece by piece dismantled. The average performance of the machine with a crew of four (producing the complete product) is about 10m per a 12-hour shift in the case of a DN 300mm profile and about 4m per 12-hour shift for DN 600mm.

### Karviná – expansion of sewerage, Darkov sewerage – jacking of DN 300 and DN 400 earthenware tubes

The trenchless technology was used first of all in Lázeňská Street, which is the main access road to the spa of Darkov. This application was suitable even in side lanes, where excavating open trenches would have been very complicated because of existing utility networks. Other reasons for opting for trenchless technology were the high level of the water table and unfavourable geology. The sewerage route runs under the original Olše River bed. This is why gravel-sands with the grain sizes up to 12cm were encountered throughout the microtunnelled route. The entire sewerage

## HORIZONTÁLNÍ VRTÁNÍ V KOMBINACI S PROTLAČOVÁNÍM

Mechanizované protlačování potrubí profilu 300–600 mm pomocí protlačovacího stroje Perforator PBA 150. Protlačovací souprava je vybavena laserem naváděným pilotním vrtem. Po provedení pilotního vrtu je na pilotní tyče napojena vrtací hlava s kolonou těžebních šneků a ocelových výpažnic. Takto sestavená kolona je za rotace šneků a hlavy postupně zatlačována do země. Trasa šneků je určena zavrtnými pilotními tyčemi, které jsou pak postupně v cílové šachtě demontovány. Po zavrtní celé kolony ocelových výpažnic jsou šneky staženy zpět do startovací šachty. V závěru celého postupu jsou ocelové výpažnice vytlačeny pomocí finálního potrubí (kamenina, čedič, beton, sklolaminát) do cílové šachty, kde jsou postupně rozebírány. Průměrná výkonnost stroje se čtyřčlennou osádkou hotového produktu je u profilu DN 300 cca 10 m/12hod. směnu a DN 600 cca 4 m/12hod. směnu.

### Karviná – rozšíření kanalizace, kanalizace Darkov – protlaky kameninového potrubí DN 300 a DN 400

Bezvýkopová technologie byla použita zejména na ulici Lázeňská, což je hlavní příjezdová komunikace do lázní Darkov. Její aplikace byla příhodná také v úzkých bočních uličkách, kde by realizace otevřeného výkopu byla z důvodu existence stávajících inženýrských sítí velmi komplikovaná. Dalšími důvody pro zvolení bezvýkopové technologie byly vysoká hladina podzemní vody a geologie. Trasa kanalizace prochází původním řečištěm řeky Olše. Kvůli tomu se v celé trase mikrotuneláže vyskytovaly štěrpkopísky s velikostí zrn do 12 cm. Celá trasa kanalizace byla budována pod hladinou podzemní vody, která byla odčerpávána v prostoru startovací a cílové šachty.

Na 122 m dlouhém úseku stoky A byl realizován profil DN 400, dalších cca 450 m kanalizace bylo profilu DN 300, bylo použito potrubí z protlačovací kameniny. Jelikož se kanalizace realizovala na poměrně rovinatém úseku s malým převýšením, pohyboval se spád od 3 do 9 ‰. Přesnost vrtu pro tento minimální spád byla zajištěna laserovým naváděním vrtné soupravy. Po provedení pilotního vrtu a jeho kontrolním zaměřením následovalo odvrtní pomocí šneků umístěných v ocelových výpažnicích. Po odvrtní celého úseku byly šneky vytaheny, čímž došlo k vyčištění celé kolony od vyvrtaného materiálu. Posledním krokem bylo vytlačení ocelových výpažnic z vrtu pomocí kameninového potrubí. Délka jednotlivých vrtaných úseků se pohybovala od 20 do 58 m. Průměrná produktivita dosahovala u potrubí DN 400 šesti metrů a u potrubí DN 300 12 m hotového díla za směnu.

## HORIZONTÁLNÍ ŘÍZENÉ VRTÁNÍ (HDD)

Jedná se o poměrně mladou a velmi perspektivní technologii pro pokládání inženýrských sítí a chrániček pod různými komunikacemi, vodními toky a železnicí. Technologie je založena na realizaci pilotního vrtu, který je po celou trasu směrově i výškově naváděn do cílové šachty. Po dokončení pilotního vrtu je postupně prováděno rozšiřování na požadovaný průměr. Po provedení posledního stupně rozšíření do takto připraveného protlaku je zataženo samotné potrubí. Pomocí této



Obr. 6 Vrtací stroj PERFORATOR PBA 150 osazený ve startovací šachtě, použití výpažnic pro vrtání profilu DN 400

Fig. 6 PERFORATOR PBA 150 boring machine installed in the launching shaft; casing pipes used for drilling for DN 400mm profile

route was constructed under the water table, which was lowered by pumps installed in the starting shafts and end shafts.

DN 400mm tubes were installed on a 122m long section of Sewer A, while DN 300mm diameter was used for remaining approximately 450m of the sewer. Earthenware tubes suitable for pipe jacking were used. Because of the fact that the sewerage was constructed in a relatively flat section with small difference in terrain elevation, the gradient varied from 3 to 9 ‰. The precision of the drilling required for this minimum gradient was ensured by laser guidance of the drilling set. When the pilot borehole had been completed and check surveyed, drilling off of ground by means of augers installed in steel casing pipes followed. When the entire section was finished, the augers were pulled out, which meant that the muck was cleared from the entire string of pipes. The last step was pressing the steel casing pipes out from the borehole by the earthenware tubes. The length of the individual bored sections varied from 20 to 58m. The average productivity reached 6m per shift for DN 400 tubes and 12m per shift for DN 300mm tubes.

## HORIZONTAL DIRECTIONAL DRILLING (HDD)

This is a relatively young and very perspective technology used for laying utility networks and casing pipes under various roads, watercourses and railways. It is based on drilling a pilot borehole which is guided in line and level throughout the route length to the receiving shaft. When the pilot borehole is completed, it is step by step reamed to achieve the required diameter. When the last reaming step is finished, the pipeline itself is pulled into the pipejack prepared in this way. Using this technology, it is possible to pull PEHD pipelines, steel casing pipes and cast iron pipelines into the pipejacks. Grundodrill 15 X or Grundodrill 25 N directional drills are equipped for the execution of pipejacks DN 400-700mm up to the distance of 400m (depending on the geology and diameter). With a crew of three they achieve an average advance rate of about 100m per 12-hour shift; this rate is adequately reduced when the borehole diameter must be enlarged by reaming.

### Ostrava Airport – Apron Expansion – Stage 1

In 2010 our company carried out two pipejacks for DN 700mm steel casing pipes (34m long EXIT 1 and 38m long EXIT 2), which serve to carry a sixteen-way cable duct under the existing hard surfaced areas of the airport. Taking into consideration the anticipated geology, consisting of pure loams, a Grundodrill 25 N horizontal drilling machine was chosen to carry out the pipejacks, even because of the fact that one of client's requirements was to do the job in the shortest possible time. The initial proposal assumed four days to be available for one hole (without the preparation of launching pits). When the excavation of the sloped launching pit had been completed, the drill set was placed about 15 m behind the pit. The first step of the operation was drilling of the pilot borehole at the total length of about 55m (38m of the pipejack plus a 15m long approach section). After the completion, the borehole was reamed out in six steps up to the diameter of 920mm. A DN 920mm reamer was again installed in the borehole prepared in this way, with a DN 700 casing pipe coupled to its rear end. The pipejacks under EXIT 1 and EXIT 2 were completed in four and three



Obr. 7 Vrtná souprava Grundodrill 25N v pracovní pozici před startovací šachtou

Fig. 7 Grundodrill 25N drill set in working position in front of launching shaft

technologie je možné do protlaků zatahovat PEHD potrubí, ocelové chráničky a litinové potrubí. Vrtné soupravy Grundodrill 15 X nebo Grundodrill 25 N jsou vybaveny pro realizaci protlaků DN 40–700 mm na vzdálenost až 400 m (v závislosti na geologii a průměru). S tříčlennou osádkou dosahují průměrného výkonu cca 100 m/12hod. směnu, při potřebě rozšiřování vrtu na větší profil, se tato produktivita adekvátně zkracuje.

### Letiště Ostrava – rozšíření odbavovací plochy pro letadla – 1. etapa

V roce 2010 realizovala naše společnost dva protlaky ocelové chráničky DN 700, které slouží k převedení šestnáctiúrovňové kabelové trasy pod stávajícími zpevněnými plochami letiště EXIT 1 délky 34 m a EXIT 2 délky 38 m. Vzhledem k předpokládané geologii, tvořené čistými hlínami, byla pro realizaci protlaků zvolena technologie horizontálně řízeného vrtání strojem Grundodrill 25 N, a to i proto, že jedním z požadavků objednatele byla co nejrychlejší doba realizace. V prvotním návrhu se předpokládalo s termínem čtyři dny na jeden podvrt (bez přípravy startovacích jam). Po vyhloubení svahované startovací jámy byla postavena vrtná souprava cca 15 m za startovací jámy. Prvním krokem celé realizace bylo provedení pilotního vrtu v celkové délce cca 55 m (38 m protlaku + 15 m náběh vrtu). Po jeho dokončení byl vrt postupně v šesti krocích rozšiřován až na průměr 920 mm. Do takto připraveného vrtu byla opět osazena rozšiřovací hlava DN 920, za níž byla zapojena ocelová chránička DN 700. Protlak pod EXITEM 1 byl proražen za čtyři dny a pod EXITEM 2 za tři dny. Během celé doby výstavby práce znesnadňovalo nepříznivé počasí, kdy se teploty přes den pohybovaly kolem nuly a v noci klesaly až na  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Proto bylo nutné nad vrtanou soupravou postavit stan, který byl celou noc temperován, aby nedošlo k zamrznutí a následnému poškození stroje.

### Dodávka pitné vody a odkanalizování Horných Kysúc

Stavba byla situována v oblasti řeky Kysuce od města Čadca až po obec Olešná. Trasa vodovodu je vedena převážně ve státních komunikacích, kříží železnici a vodní toky. Součástí projektu bylo vybudování 2385 m dlouhého skupinového vodovodu o profilu DN 160, ostatní části vodovodu průměru DN 110 a DN 90 byly celkové délky cca 32,9 km. Technologií horizontálně řízeného vrtání byly prováděny protlaky, do kterých bylo zatahováno potrubí ROBUST PIPE s integrovaným vodičem. Stavba se nachází v podhůří Beskyd, proto zde byla očekávána velmi náročná geologie. Toto očekávání se však nenaplnilo a téměř celá trasa vodovodu (vyjma 400 m) byla realizována v třídě těžitelnosti 3 a 4. Na celé stavbě se vyskytly dva komplikované úseky, na kterých nebylo možné použít standardní nástroje pro realizaci protlaků. První úsek byl v Čadci v místní části Rieka, zde se v trase protlaku vyskytovaly kameny o průměru až 60 cm. Jelikož se tento úsek nacházel na vedlejší komunikaci, byl jako náhradní technické řešení zvolen otevřený výkop. Druhá lokalita, kde nebylo možné provést vrty z důvodu geologie, byla opět v Čadci pod řekou Kysucou. Zde se v trase protlaku vyskytovaly skalní výchozy. Jelikož se jednalo o křížení vodního toku a správce toku nedal souhlas s provedením překopu koryta, bylo přistoupeno k provedení vrtu technologií DITCH-WITCH. Touto technologií byly provedeny dva vrty, každý měl délku 95 m. Po uskutečnění pilotního vrtu bylo provedeno rozšíření na průměr 200 mm. Do protlaku bylo zataženo potrubí DN 110. Doba realizace jednoho vrtu byla 10 dní, kdy denní postup byl v průměru 15 m. Výkonnost ve standardních podmínkách se pohybovala mezi 60–70 m na jednu vrtanou soupravu a den.

### ZÁVĚR

Uvedené příklady ukazují, že uplatnění bezvýkopových technologií má své opodstatnění a do budoucna by mohly nacházet uplatnění stále častěji. Mnohdy jsou jediným východiskem pro bezpečné technicky přijatelné řešení pro realizaci konkrétního záměru s akceptovatelným dopadem na okolní prostředí. V poslední době je patrné i pozitivní vnímání těchto moderních způsobů výstavby dotčenou veřejností.

ING. TOMÁŠ JUST, [tjust@ohlzs.cz](mailto:tjust@ohlzs.cz),  
ING. MICHAL SODOMKA, [msodomka@ohlzs.cz](mailto:msodomka@ohlzs.cz),  
OHL ŽS, a. s.

Recenzoval: Ing. Karel Franczyk, Ph.D.



Obr. 8 Nasazení rozšiřovací hlavy DN 920 na kolonu vrtacích tyčí v cílové šachtě

Fig. 8 Mounting the DN 920 reamer on the string boring rods in the receiving shaft

days, respectively. The operations were made more difficult by adverse weather conditions, with day temperatures fluctuating around zero and dropped down to  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$  at nights throughout the construction period. It was therefore necessary to erect a tent over the drill set, which was heated up through the night to prevent freezing and subsequent damage to the machine.

### Horné Kysuce - Drinking water supply and sewerage

The construction was located in the area of the Kysuca River, from the town of Čadca to the village of Olešná. The water pipeline route leads mostly under state roads, crosses a railway and watercourses. Part of the project was the construction of a 2850m long, DN 160mm group water supply line; the total length of the other parts (DN 110 and DN 90mm) was about 32.9km. The horizontal drilling technology was applied to the pipejacks. ROBUST PIPE tubes with an integrated conductor were pulled in the boreholes. The construction is found in the foothills of the Beskids Mountains, which was the reason why very complicated geology was anticipated. Fortunately, this assumption was not fulfilled; nearly all the water pipeline route (with the exception of 400m) was constructed in rock with the excavation classes of 3 and 4. Two complicated sections were encountered during the entire construction where standard pipe jacking equipment could not be used. The first of them was in Čadca, a locality in Rieka, where boulders up to 60cm in diameter were encountered. Since this section was found on a secondary road, an open trench was selected as an alternate technical solution. The other location where the boreholes could not be carried out due to geology was again in Čadca, under the Kysuca River bed, where hard rock outcrops were found on the pipejack route. Because of the fact that a watercourse crossing was in question and the river administration did not approve an open trench in the river bed, the river crossing was carried out using the DITCH-WITCH technology. Two boreholes, each of them 95m long, were performed using this technology. When the pilot borehole had been completed, its diameter was enlarged to 200mm by reaming. A DN 110mm pipeline was pulled into the pipejack. One borehole took 10 days, with the average advance rate of 15m per day. In standard conditions, the advance rate varied from 60-70m per drill set per day.

### CONCLUSION

The above-mentioned examples show that the application of trenchless technologies has its reason and these technologies could be used in the future ever more frequently. They are often the only resort for safe, technically acceptable solution, allowing the implementation of a particular intention with an acceptable impact on the surrounding environment. Lately even positive perception of the modern construction methods by the affected public has become obvious.

ING. TOMÁŠ JUST, [tjust@ohlzs.cz](mailto:tjust@ohlzs.cz),  
ING. MICHAL SODOMKA, [msodomka@ohlzs.cz](mailto:msodomka@ohlzs.cz),  
OHL ŽS, a. s.

# SILNICE I/42 BRNO-VMO DOBROVSKÉHO B KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽE NA STAVBĚ KRÁLOVOPOLSKÉHO TUNELU V BRNĚ

## ROAD I/42 BRNO-LCCR DOBROVSKÉHO B COMPENSATION GROUTING ON THE KRÁLOVO POLE TUNNEL CONSTRUCTION, BRNO

JIŘÍ MÜHL

### ÚVOD

Geotechnické podmínky pro ražbu Královopolského tunelu při relativně nízkém nadloží a husté městské zástavbě nad raženými tunely tvoří velmi náročné prostředí s předpokládanými nepříznivými účinky ražby právě na tuto povrchovou zástavbu. Vedle pasivních prvků zabezpečení povrchové zástavby byla přidána kompenzační injektáž jakožto aktivní opatření, které řízeně minimalizuje deformace vzniklé ražbou, v závislosti na vývoji deformací průběžně sledovaných monitoringem stavby. Tento článek popisuje zkušenosti nabyté při provádění kompenzační injektáže pod vybranými objekty.

Projekt stavby Královopolského tunelu v Brně řeší zabezpečení zástavby z povrchu celým souborem opatření, např. clonami z mikropilot či z prvků prováděných metodou trysových injektáže nebo posílením konstrukcí objektů v zájmovém území.

V rámci dokumentace pro realizaci stavby tunelů pak byla k uvedeným pasivním opatřením přidána kompenzační injektáž, prováděná v geologických vrstvách nad tunelem a pod základy chráněných objektů jakožto opatření aktivní. Principem kompenzační injektáže je zřízení injekčních polí pod vybranými objekty s následnou opakovanou řízenou vysokotlakou injektáží, prováděnou po etážích v po sobě jdoucích fázích, která dokáže vyvolat cílené svislé posuny sledovaných měřicích bodů umístěných na vybraných objektech. Takový postup může minimalizovat deformace vyvolané ražbou.

Realizace tohoto projektu byla svěřena společnosti Zakládání staveb, a. s., která prokázala účinnost metody kompenzační injektáže v místních geologických podmínkách již při pokusu provedeném na objektu Veleslavínova 1 (v oblasti provizorního portálu Tunelu I) v červnu 2007. Více viz časopis Zakládání 4/2007. Související



Obr. 1 Pohled na objekty bloku bytových domů, vybraných pro zabezpečení metodou kompenzační injektáže

Fig. 1 View of the buildings in a block of apartment houses selected for supporting by compensation grouting

### INTRODUCTION

Geotechnical conditions for the Královo Pole tunnel excavation under a relatively shallow overburden and the dense urban development existing above the mined tunnels create a very complicated environment with anticipated unfavourable effects of the tunnelling on the existing buildings. Apart from passive elements of the surface buildings supporting system, compensation grouting was added as an active measure minimising deformations induced by the underground excavation in a controlled manner, depending to the development of deformations continuously observed by the construction monitoring. This paper describes the experience gathered during the work on compensation grouting under selected buildings.

The design for the Královo Pole tunnel in Brno solves the measures protecting the existing buildings to be implemented from the ground surface. They form an entire set of measures, e.g. micropile curtains or curtains consisting of jet grouted elements or reinforcing structures of buildings found in the area of operations.

The detailed design subsequently added an active measure - compensation grouting - to the above-mentioned passive measures, to be carried out in the geological strata above the tunnel and under foundations of protected buildings. The principle of compensation grouting is that grouting fields are carried out under selected buildings in which controlled high-pressure grouting is performed subsequently, in tiers, in a sequence of phases, which is capable of inducing targeted vertical displacements of measurement points being monitored, which are installed on selected buildings. Such a procedure is able to minimise deformations induced by tunnel excavation.

The contract for implementing this project was awarded to Zakládání Staveb a.s. This company proved the effectiveness of the compensation grouting technique in the local geological conditions earlier, during a test conducted on the building No. 1 in Veleslavínova Street / (in the area of the temporary portal of Tunnel I) in June 2007. For more information see Zakládání magazine No. 4/2007. The relevant contractor's design of means and methods was prepared in collaboration with Amberg Engineering Brno, a. s., and FG Consult, s. r. o.

### ENGINEERING STRUCTURES

The extent of the compensation grouting resulted from the selection of buildings, which was performed according to criteria set by the client and the general designer. First of all the buildings were selected where significant deformations induced by the tunnelling were anticipated, where the value of the buildings in relation to results of assessments of possible damage associated with the construction activities corresponded to the particular technique of protection. The cost of repairs of buildings damaged by the tunnel excavation were assessed and compared with the cost of the compensation grouting which would minimise the origination of the damage.



Obr. 2 Situace objektů vybraných pro zabezpečení kompenzační injektáží včetně souvisejícího rozmístění injektážních šachet bloku  
Fig. 2 Layout of the buildings selected for supporting by compensation grouting, including associated locations of grouting shafts for the block

dodavatelská dokumentace pak byla vypracována ve spolupráci se společností Amberg Engineering Brno, a. s., a FG Consult, s. r. o.

## STAVEBNÍ OBJEKTY

Rozsah kompenzační injektáže byl dán výběrem objektů podle kritérií stanovených zadavatelem a generálním projektantem. Vybrány byly zejména ty objekty, u nichž byly předpokládány významné deformace od ražby tunelu, kde způsobu ochrany odpovídá hodnota těchto objektů ve vazbě na výsledky odhadu možných škod souvisejících s činností stavby. Byly zváženy náklady na opravu objektů poškozených deformacemi od ražby tunelu a náklady na provedení kompenzační injektáže, která by vznik těchto škod minimalizovala.

Nadměrnými deformacemi od ražby tunelu byly nejvíce ohroženy budovy se dvěma a více nadzemními podlažími nacházejícími se nad tunelem a v jeho těsné blízkosti.

Pro aplikaci kompenzační injektáže byly zadavatelem prací vybrány níže uvedené skupiny objektů.

Na severní straně ulice Dobrovského se jedná o skupinu tří rodinných, resp. nájemních domů s dvěma až třemi nadzemními podlažími a sklepem (Dobrovského 30, 32, 34), dále u Palackého třídy dva domy: restaurace Racek (Palackého 11) a administrativní budova (Dobrovského 4). Na jižní straně ulice Dobrovského se jedná o městské nájemní domy se třemi až čtyřmi nadzemními podlažími a sklepem (Slovinská 47, 49, Dobrovského 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15). Tyto domy byly postaveny počátkem minulého století, zdivo budov je cihelné, předpokládá se založení na základových pásech rovněž z cihelného zdiva. Mezi těmito budovami je bytový dům Slovinská 45 z druhé poloviny minulého století se skeletovou konstrukcí, založený na železobetonové základové desce. Více na jih podél ulice Pešínovy jsou situovány další vybrané nájemní domy, postavené v letech 1945–1950 a v 60. letech minulého století. Domy podél této ulice jsou cihelné o čtyřech až pěti nadzemních podlažích (Palackého 5, 7, 7a, Pešínova 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, Slovinská 51). Základové konstrukce těchto objektů jsou železobetonové, případně z prostého betonu. Zdivo budov je z plných pálených cihel.

Excessive deformations induced by the tunnel excavation threatened most of all buildings with two or more above-ground storey, which were found above the tunnel or in close proximity to it.

The below-mentioned groups of buildings were selected by the contractor for the application of the compensation grouting:

On the northern side of Dobrovského Street, it is the case of a group of three family houses or tenement houses with two to three above-ground storeys and a cellar (Dobrovského Street Nos. 30, 32 and 34), two buildings in Palackého Street: Racek Restaurant (Palackého Street No. 1) and an administration building (Dobrovského Street No. 4). On the southern side of Dobrovského Street, it is the case of municipal tenement houses with three to four above-ground storeys and a cellar (Slovinská Street Nos. 47 and 49, Dobrovského Street Nos. 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13 and 15). These buildings were built at the beginning of the past century, they have brick walls and it is assumed that they are founded also on brick strips. There is an apartment house from the second half of the past century among these buildings, in Slovinská Street No. 45, which has a framed structure and is founded on a reinforced concrete foundation slab. Further to the south, along Pešínova Street, other selected tenement houses are located, which were built during 1945 – 1950 and in the 1960s. These four- to five-storey buildings have brick walls (Palackého Street Nos. 5, 7 and 7a, Pešínova Street Nos. 2, 4, 6, 8, 10, 12 and 14, Slovinská Street No. 51). Foundation structures of these buildings are from reinforced concrete or unreinforced concrete. The walls of these buildings are in solid baked brick.

## GEOLOGY IN THE AREA OF OPERATIONS

The primary ground type existing in the area of operations is Brno calcareous clays of the Neogene age, which are found at the depth of 6 to 10 m under the ground surface. Series of strata of fluvial sediments 1-3 m thick, consisting of layers with various grain size distribution materials overlie the clays. The bottom layer is formed by course-grained sediments – mostly loamy sands with relatively high content of gravel grains, less frequently loamy gravels. This layer is not continuous in the investigated area; locally



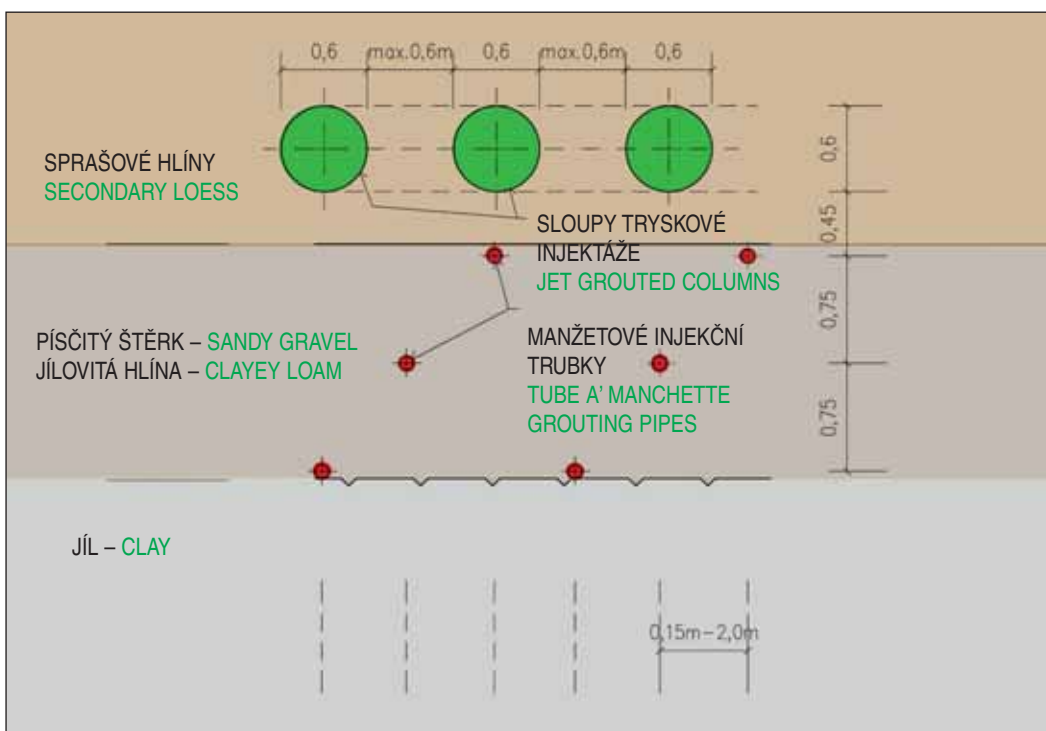
Obr. 3 Pohled do šachty při hloubení vrtů pro osazení injekčních trubek  
Fig. 3 View down the shaft during the installation of boreholes for grouting pipes

### GEOLOGIE ZÁJMOVÉ OBLASTI

Základní horninou zájmového území jsou brněnské vápnité jíly neogenního stáří v hloubce 6 až 10 m od terénu. Na jílech je uloženo souvrství fluvialních sedimentů tloušťky 1–3 m, které je tvořeno vrstvami různě zrnitých materiálů. Spodní vrstvu tvoří hrubozrnné sedimenty – převážně hlinité písky s poměrně značným obsahem šterkových zrn, méně často hlinité šterky. Tato vrstva není v celé zkoumané oblasti souvislá a místy obsahuje proplásky jemnozrných zemin – jílovitých hlín. Svrchní vrstvu souvrství fluvialních sedimentů tvoří hlíny, resp. jílovité hlíny. Výše jsou uloženy sedimenty eolického původu – spraše a sprašové hlíny, které mohou být silně stlačitelné a prosedavé. Nejsvrchnější vrstvu tvoří antropogenní uloženy. Podzemní voda byla zachycena jen některými sondami – netvoří tudíž souvislou hladinu. Její výskyt je vázán na vrstvu hrubozrnných fluvialních sedimentů.

### INSTALACE MANŽETOVÝCH INJEKČNÍCH TRUBEK PRO KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽ

Vrty pro instalaci manžetových trubek byly hloubeny ze stavebních šachet, které byly v předstihu vybudovány s využitím pažení za sloupů tryskové injektáže a jejichž rozmístění je patrné na obr. 2. Tyto vrty



Obr. 4 Rozmístění navrhovaných prvků – sloupů TI a injekčních trubek v odpovídající geologii bloku  
Fig. 4 Layout of the proposed elements – jet grouted columns and grouting pipes in the respective block geology

it contains interlayers of fine-grained soils – clayey loams. The upper strata in the series of strata of fluvial sediments is formed by loams or clayey loams. It is overlaid with sediments of Eolithic origin – loess and secondary loess, which can be highly compressible and prone to hydroconsolidation. The highest layer consists of anthropogenic deposits. Ground water was recorded only in several wells, therefore it does not create a continuous water table. The occurrence of ground water is bound to the layer of coarse-grained fluvial sediments.

### INSTALLATION OF TUBE A' MANCHETTE PIPES FOR COMPENSATION GROUTING

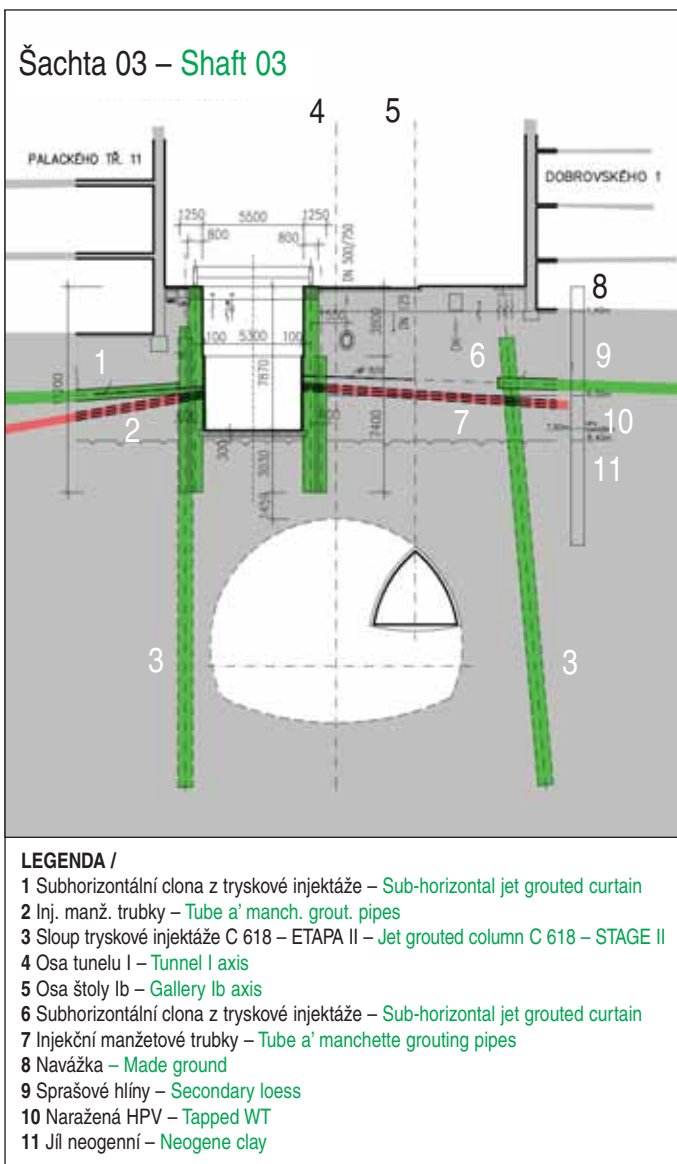
Boreholes required for the installation of tube a' manchette pipes were carried out from construction shafts, which had been sunk in advance using jet grouted columns for the bracing; the layout of the columns is shown in Fig. 2. These boreholes, the tube a' manchette pipes followed the clay/gravel (clayey loam) geological interface with the aim of passing through the gravel-sand (clayey loam) layer at the maximum length possible at the given inclination of the borehole. Down grade heading boreholes were designed for the installation of the tube a' manchette pipes, inclining at 2–8°. In some cases the location of grouting boreholes was affected by the location of sub-horizontal jet grouting; this technique was used during the previous step of construction to create a bearing grid consisting of 600mm-diameter jet grouted columns. The grid was designed to uniformly spread effects of the compensation grouting to the respective buildings.

The interaction between the above-mentioned structures had to be taken into consideration. For example, if a part of a jet grouting the borehole extended into fluvial sediments, a part of tube a' manchette pipes had to be placed into clays; the distance from the sub-horizontal curtain had to be maintained. To ensure that the grouting would be effective even at the most distant parts of buildings, the boreholes were drilled in a system where the maximum ground plan distance between two tube a' manchette pipes did not exceed 2.0m. It was verified by an experiment on the Velešlavínova Street No. 1 building that this distance was sufficient. The grouting tubes were, identically with the boreholes for the sub-horizontal jet grouting, installed in the boreholes with 1.5m overhangs beyond the ground plan of the building to be protected so that reliable transfer of the effect of the grouting to the buildings was ensured. In some shafts it was necessary to stagger the tube a' manchette pipes in two to three tiers with respect to the only minimum spacing possible between individual grouting boreholes.

### GROUTING FIELDS DESIGN

The previous paragraphs described technical details of the installation of tube a' manchette pipes for compensation grouting. Subsequently, these tubes formed individual grouting fields having the shape of fans. The prevailing majority of the grouting fans was oriented from individual shafts so that the opening of the fan headed perpendicularly to the tunnel centre line. The fans carried out from shafts No. Š3 and Š4, where the opening of the fans headed perpendicularly away from the tunnel centre line, were exceptions. Each fan extended under several buildings to be compensated for subsidence. Only one building was compensated by means of two fans.

When grouting patterns were being designed, it was necessary to take into consideration the fact that the quantity of



Obr. 5 Svislý řez šachtou 03

Fig. 5 Vertical section through shaft No. 03

byly v maximální možné míře umístěny do geologických vrstev fluvialních sedimentů (písčité štěrky, jílovitá hlína). Na konci vrtů manžetové trubky sledovaly geologické rozhraní jílu/štěrkopísek (jílovitá hlína) tak, aby při daném sklonu vrtu manžetové trubky zastihly v co největší délce vrstvu štěrku (jílovitá hlína). Vrtů pro osazení manžetových injektážních trubek byly navrženy jako úpadní, ve sklonu v rozmezí 2–8°. V některých případech bylo umístění injektážních vrtů ovlivněno polohou subhorizontální tryskové injektáže; touto technologií byl v předchozím kroku výstavby zhotoven roznášecí rošt, sestávající ze sloupů tryskové injektáže profilu 600 mm, jehož úkolem bylo rovnoměrně roznést účinky kompenzační injektáže na předmětné budovy.

Vzájemné ovlivnění popisovaných konstrukcí bylo nutno vzít v potaz. Například pokud trysková injektáž zasahovala částí vrtu do fluvialních sedimentů, musela být část manžetových injektážních trubek při dodržení odstupu od subhorizontální clony umístěna do jílu. Aby bylo zajištěno, že bude injektáž účinná i u nejvzdálenějších částí budov, byly vrtů provedeny tak, aby maximální půdorysná vzdálenost mezi dvěma manžetovými trubkami nebyla větší než 2 m. Tato vzdálenost byla na provedeném pokusu na objektu Veleslavínova 1 ověřena jako dostačující. Injekční trubky byly stejně jako vrtů subhorizontální TI osazeny do vrtů tak, aby přesahovaly půdorys chráněného objektu o 1,5 m z důvodu zajištění spolehlivého přenesení účinku injektáže na budovy. V některých šachtách bylo nutno z důvodu vycházející pouze minimální rozteče jednotlivých injektážních vrtů u jejich ústí na stěně šachty rozmístit injektážní manžetové trubky šachovnicově, a to až do tří výškových úrovní.

tiers per m<sup>2</sup> of the ground plan area of the building to be compensated for subsidence would accumulate in the fan constriction location and one borehole in one fan would have variable parameters at individual tiers in the process of controlling the compensation grouting, depending on the location of the particular tier in relation to the building being compensated.

The grouting patterns contained precisely determined locations of individual tiers for each borehole in a fan under the building to be compensated for subsidence and its activity during an individual grouting phase. This means that the position of each tier was exactly defined by means of a local co-ordinate system; the particular activity, its time and grouting parameters were assigned to each tier, therefore it was non-interchangeable in the group of grouting fields of the buildings to be compensated for subsidence.

The grouting parameters for the compensation grouting were defined as a package of individual conditions for one phase for one tier of a particular borehole of a specified fan. These parameters comprised first of all the volume weight and viscosity of the grout, cracking pressure, grouting pressure, rate of pumping and consumption of grout.

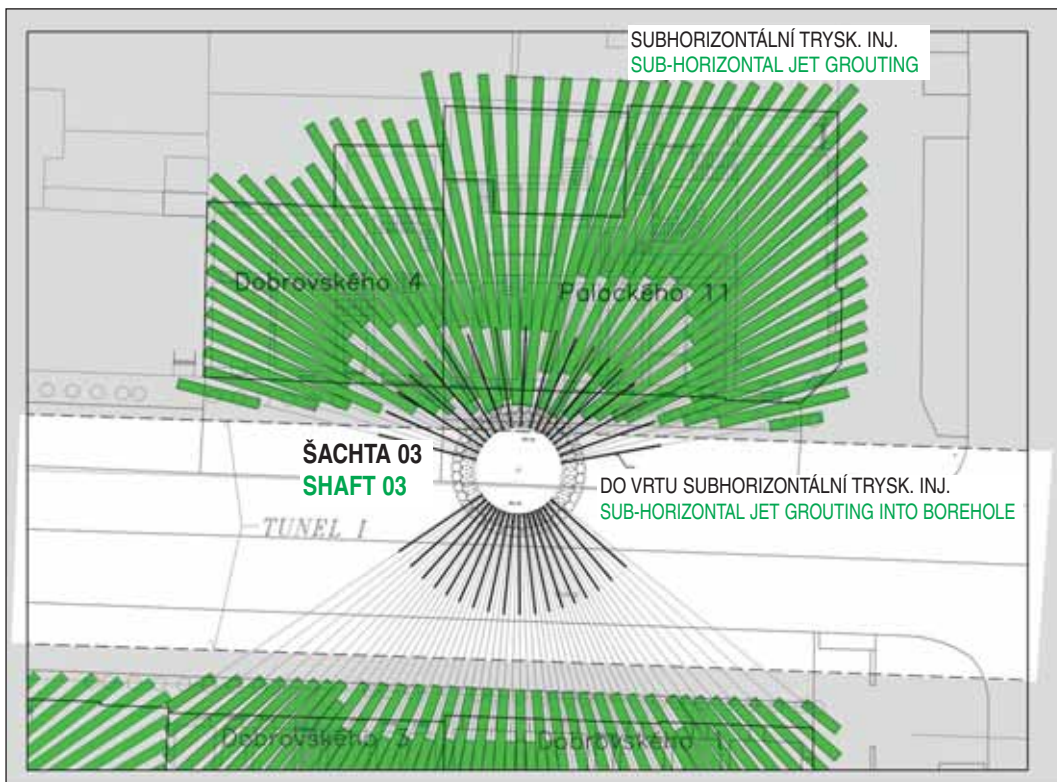
When the technological procedure was being developed and the initial grouting parameters were being proposed, the experience was used which had been gathered from compensation grouting operations carried out during the construction of the Mrázovka tunnel in Prague (2000-2001), apartment houses in Brno-Jundrov (1989-1990), the experimental compensation grouting under the building No. 1 in Veleslavínova Street in 2007 etc. Anyway, it was certain from the very beginning that it would be necessary for all parameters to be operatively adjusted on the basis of assessments of the effects of the compensation grouting on the building being dealt with.



Obr. 6 a 7 Pohled na injektážní vrtů pro kompenzační injektáž s osazenými manžetovými trubkami a na výše položené návrtné body pro subhorizontální clonu z TI, šachta 04

Figures 6 and 7 View of boreholes for compensation grouting with tube a' manchette pipes installed in them and centres of boreholes for the jet grouted sub-horizontal curtain marked above them; shaft No. 04.





Obr. 8 Půdorys injekčního pole zřízeného ze šachty 03 s vyznačením jeho minimálního přesahu za hranice zájmových objektů

Fig. 8 Ground plan of a grouting field established from shaft No. 03, with the minimum overlapping of the field beyond the border of the buildings to be treated marked in it

## NÁVRH INJEKČNÍCH POLÍ

V předchozích odstavcích byly uvedeny technické detaily instalace manžetových trubek pro kompenzační injektáž. Tyto trubky pak tvořily jednotlivá injekční pole ve tvaru vějířů. Převážná většina kompenzačních vějířů byla orientovaná z jednotlivých šachet tak, že rozevření vějíře směřovalo kolmo k ose tunelu. Výjimku tvořily vějíře prováděné z šachet č. Š3 a Š7, kde rozevření vějíře směřovalo kolmo od osy tunelů. Každý vějíř zasahoval pod několik kompenzovaných objektů. Pouze jeden objekt byl kompenzován pomocí dvou vějířů.

Při navrhování injekčních schémat bylo nutno vzít v úvahu, že v místě svírání vějíře bude docházet ke kumulaci množství etáží na m<sup>2</sup> půdorysné plochy kompenzovaného objektu a že při řízení kompenzační injektáže bude mít jeden vrt z vějíře proměnné parametry v jednotlivých etážích, a to v závislosti na poloze dané etáže vzhledem ke kompenzovanému objektu.

V injekčních schématech byly přesně určeny pozice jednotlivých etáží každého vrtu ve vějíři pod kompenzovaným objektem a jeho aktivita při jednotlivé injekční fázi. Tedy každá etáž měla přesně definovanou pozici pomocí lokální souřadnicové sítě, v čase měla přiřazenu aktivitu s injekčními parametry a byla tak nezaměnitelná ve skupině injekčních polí kompenzovaných objektů.

Injekční parametry pro kompenzační injektáž byly definovány jako souhrn jednotlivých podmínek pro jednu fázi na danou etáž konkrétního vrtu specifikovaného vějíře. Byly to zejména objemová hmotnost a viskozita injekční směsi, trhací a injekční tlak, rychlost čerpání a spotřeba injekční směsi.

Při tvorbě technologického postupu a návrhu prvních injekčních parametrů byly použity zkušenosti z kompenzačních injektáží prováděných v souvislosti s výstavbou tunelu Mrázovka v Praze (2000–2001), bytových domů v Brně-Jundrově (1989–1990), s pokusnou kompenzační injektáží Veleslavínova 1 z roku 2007 atd. Již od počátku však bylo jisté, že všechny parametry bude nutné operativně upravovat na základě vyhodnocování účinnosti kompenzační injektáže na zájmový objekt.

## ACTIVATION OF BUILDINGS TO BE COMPENSATED FOR SUBSIDENCE

The initial activity in each grouting field consisted of injecting grout in first phases so that the building which is the subject of compensation exhibited a measurable, controlled movement. To allow measurements of such movements, it was necessary to establish an accompanying measurement system, which was capable during the operations in question of providing reliably and operatively real-time results of the quantities being measured (levelling of the points mounted on the buildings to be compensated for subsidence, the movement of the points being measured in space, tilting of the buildings).

This information was permanently available to the persons who controlled the compensation grouting and was updated every 60 minutes. Taking into

consideration the quantity of points being measured and assessed, this time is very short. From the point of view of a person controlling the compensation grouting, it was possible to observe initial manifestations on the building being compensated for subsidence with a delay of 30-60 minutes after the commencement of the grouting operation. The same applied at the end of the grouting in the particular phase. It follows from this fact that it was necessary to allow for inertia of the environment being injected with grout and inertia of the entire system. The above-mentioned accompanying measurement system is dealt with in a separate paper, which is closely related to the problems described in this contribution.

Apart from the above-mentioned accompanying measurement, the person controlling the process had another choice of information available, which had to be taken into consideration when the procedures of operations in the particular grouting field were to be set, no matter whether it was during the activation of the buildings being compensated or during the subsequent compensation operations. Daily visual inspections of the relevant buildings prior the start of grouting, during the grouting and after the completion of the grouting. Of no less importance was also supplementary information following from subjective observations made by individual tenants of the buildings being compensated for subsidence (twisting of doors, bulging of cellar compartments, observations of cracks, ...).

## COMPENSATION GROUTING

It was possible after the particular building activation had been finished to start the compensation grouting itself. The effort always was to harmonise the activation and the initial compensation phases with the advancing tunnel excavation and with the anticipated effects of the excavation on surface buildings so that unnecessary vertical displacements or other deformations were avoided. A role which was impossible to substitute was played by results of the independent monitoring of the works, which were continuously obtained and assessed by the contractor and regularly consulted within the framework of the Monitoring Board existing on the site.

## THE SYSTEM APPLIED TO COMPENSATION GROUTING

The high-pressure grouting was carried out through tube a' manchette pipes by means of a non-circulation packer. OBERMANN

## AKTIVACE KOMPENZOVANÝCH OBJEKTŮ

První činností v každém injektčním poli bylo provedení injektáže v prvních fázích tak, aby zájmový objekt vykázal měřitelný řízený pohyb. Pro měření takových pohybů bylo nutno zřídit doprovodný měřicí systém, který po dobu předemných prací dokázal spolehlivě a operativně poskytovat v reálném čase výsledky měřených veličin (nivelace bodů osazených na kompenzovaných objektech, pohyb měřených bodů v prostoru, náklony těchto objektů).

Tyto informace byly řídicím pracovníkům kompenzační injektáže neustále k dispozici a jejich aktualizace probíhala každých 60 minut. S přihlédnutím na množství měřených bodů a vyhodnocení je to velice krátká doba. Z pohledu řídicího pracovníka kompenzační injektáže pak bylo možno první projevy na kompenzovaném objektu pozorovat se zpožděním 30–60 minut po zahájení injektáže. To samé platilo při ukončení injektáže v dané fázi. Z tohoto vyplývá, že bylo nutno počítat se setrvačností injektovaného prostředí a se setrvačností celého systému. Zmíněným doprovodným měřením se zabývá samostatný příspěvek, který úzce navazuje na problematiku popsanou v příspěvku tomto.

Kromě výše uvedeného doprovodného měření měl řídicí pracovník k dispozici další škálu informací, které bylo nutno brát v úvahu při stanovení postupů prací na injektčním poli ať již při aktivaci kompenzovaných objektů, či při jejich následné kompenzaci. Sem patří denní vizuální kontroly zájmových objektů před zahájením, během provádění a po ukončení injektáže. Neméně důležité byly i doplňkové informace vyplývající ze subjektivních pozorování jednotlivých nájemníků kompenzovaných objektů (křížení dveří, vyboulení sklepních kójí, pozorování trhlinek...).

## KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽ

Po zaktivování zájmového objektu bylo tedy možno přistoupit k vlastní kompenzační injektáži. Snahou bylo vždy aktivací a první fáze kompenzace harmonizovat s postupující ražbou a jejími předpovídanými účinky na povrchovou zástavbu tak, aby nedocházelo ke zbytečným vertikálním posunům či jiným deformacím. Nezapustitelnou roli přitom hrály výsledky nezávislého monitoringu stavby, průběžně získávané a vyhodnocované jejím dodavatelem a pravidelně konzultované v rámci zřízené Rady monitoringu stavby.

## POUŽITÝ SYSTÉM PRO KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽ

Vysokotlaká injektáž probíhala přes manžetovou injektční trubku pomocí necirkulačního obturátoru. Injektční čerpadla OBERMANN byla umístěna v automatických injektčních stanicích, které byly řízeny pomocí PC, a obsluha vykonávala aktivní dohled. Řídicí PC s programem od společnosti MB PARTNER umožňoval provozovat jednotlivá injektční čerpadla v různých režimech – od ručního až po plně automatické ovládání.

Jako nejvýhodnější režim se ukázal podmíněný automat, ve kterém bylo možno operativně upravovat injektční parametry na základě vyhodnocení informací o kompenzovaném objektu. Tyto změny byly uloženy, stejně jako ostatní údaje o provedené injektční fázi, do datových souborů, které se pomocí zálohovacího zařízení předaly k vyhodnocení do zadávacího PC.

V zadávacím PC se zároveň vytvářely jednotlivé pracovní příkazy pro další průběh kompenzační injektáže. Pracovní příkaz v sobě nesl injektční parametry pro injektční schéma jedné fáze kompenzační injektáže.

Čerpadla OBERMANN byla osazena řízenými ventily, které umožňovaly přesné dávkování směsi (kontrolní průtokoměry ukazovaly odchylky do 1 %) a zvládaly vysoké trhací tlaky (až 160 At) a injektční tlaky (do 80 At). Tyto hodnoty se zvyšovaly s přibývajícím počtem fází tak, že například u 15. fáze bylo nutno pro roztrhání prostředí začít využívat směs s nižší viskozitou, případně provádět „předtrhání“ vodou.

## INJEKČNÍ SMĚSI

Jedním z komponentů rozhodujících o úspěšnosti kompenzační injektáže je volba injektční směsi. Tato byla na popisovaném projektu vyráběna přímo na staveništi a její recepturu bylo nutno flexibilně upravovat podle potřeb technologie, prováděné v daných podmínkách např. s ohledem na klimatické vlivy, ale především s ohledem na dosažení potřebné účinnosti kompenzační injektáže. Vážným problémem,



*Obr. 9 Pohled na část injektční stanice Obermann, která flexibilně zvládala požadavky na proměnná zadání injektážních parametrů*

*Fig. 9 View of a part of the Obermann station, which flexibly coped with requirements for variable specifications of grouting parameters*



*Obr. 10 Pracoviště pro kompenzační injektáž byla navržena a realizována maximálně úsporně s ohledem na zatížení okolí stavby*

*Fig. 10 Compensation grouting work places; they were designed and established in a maximum economical way, with respect for burdening of the construction site surroundings*

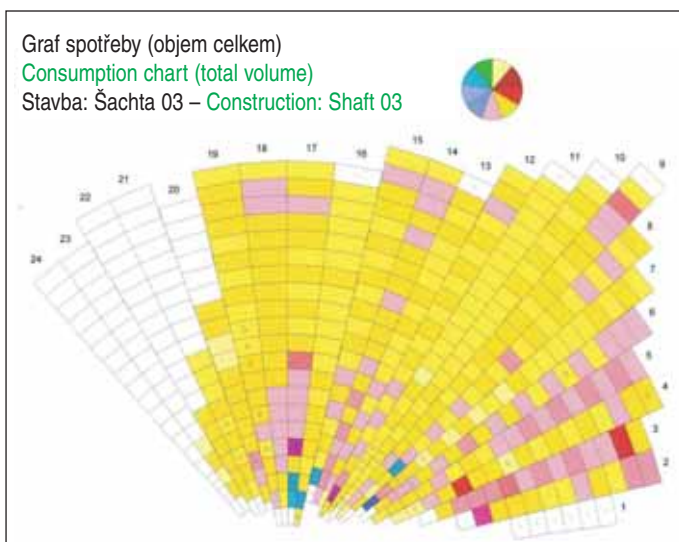
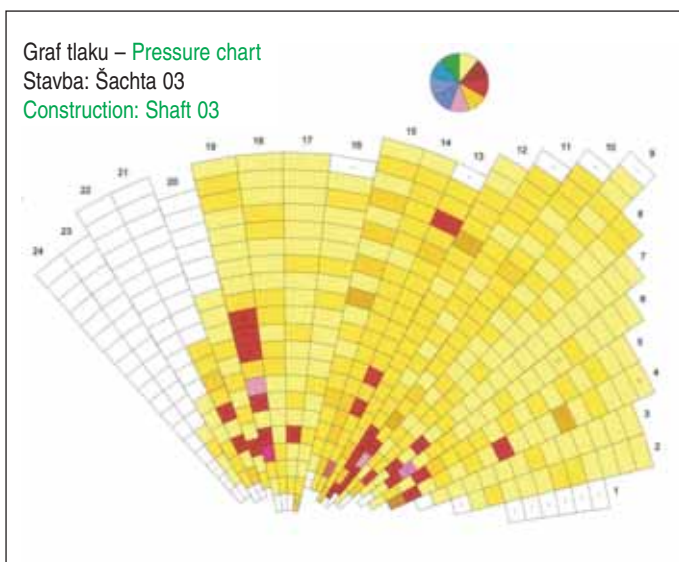
grouting pumps were installed in automatic grouting stations, which were controlled by means of PCs, with the operators performing active supervision. The process control computer with a program supplied by Partner mb, s.r.o. made the operation of individual pumps in differing regimes possible – from manual to fully automatic control.

který, jak se ukázalo, bylo možno výrazně omezit právě úpravou receptury injekční směsi, byl tzv. JOJO efekt. Tento jev někdy nastal po ukončení kompenzační fáze, při které došlo někdy až k řízenému vertikálnímu posunu vzhůru. Následně odeznívalo předpětí injektovaných vrstev v podloží kompenzovaného objektu, ale kýžená stabilizující pevnost injektované směsi nebyla prozatím dostačující k tomu, aby nemohlo dojít k neřízenému poklesu, tedy k jakémusi opětovnému „dosednutí“ tohoto objektu.

S postupem provádění prací a s tím spojeným nabýváním zkušeností došlo ke změnám receptur injekční směsi s cílem nalezení takové směsi, která by měla rychlý náběh pevnosti, ale jejíž 28denní pevnost by nepřekročila 8–10 MPa.

## POSTŘEHY Z PROVÁDĚNÍ KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽE

Prvním kompenzovaným objektem byl rohový skeletový dům Palackého 5 s jedním podzemním podlažím, založený na patkách a s žlb. podlahou. Kompenzační vějíř se rozevíral kolmo směrem na osu tunelu. Řídicí program umožňoval dopočítat množství směsi v místě svírání vějíře tak, aby nedocházelo ke kumulaci objemu a následnému „překlápění“ kompenzovaného objektu. Již v polovině provádění pracovního příkazu bylo zjištěno, že teorie o kumulaci objemů v zúžení vějíře není zcela pravdivá a bylo nutno operativně upravit injekční parametry – zejména zvýšit čerpané množství injekční směsi právě v tomto místě. Poté se již dařilo tento objekt držet v mírně



Obr. 11, 12 Jedním z možných výstupů použitého řídicího programu jsou schémata aktuálního vývoje injekčního tlaku a spotřeby injekční směsi na injekčním poli

Fig. 11, 12 One of possible outputs of the control program used are charts of current build-up of grouting pressure and consumption of grout in the particular grouting field

A conditioned automaton proved to be the most advantageous regime, allowing operative changes of grouting parameters on the basis of analysing information on the building being compensated for. These changes, as well as the other data on the completed grouting phase, were saved in data files, which were sent to the orders-issuing computer by means of a backup utility for assessing by the orders-issuing PC.

At the same time, individual work orders for the subsequent progress of the compensation grouting were created in the orders-issuing PC. A work order contained parameters of the grouting required for the grouting pattern for one phase of the compensation grouting.

The OBERMANN pumps were equipped with controlled valves, which allowed precise dosing of grout (checking flow meters displayed deviations up to 1%) and coped with high cracking pressures (up to 160 atm) and grouting pressures (up to 80 atm). These values increased with the growing number of phases, for example, to split the environment during the 15th phase it was necessary to start to use lower viscosity grout or to carry out hydro pre-splitting.

## GROUTS

One of the components which are deciding for the success of compensation grouting is the selection of grout. As far as the project described in this article is concerned, grout was produced directly on site and the formula had to be flexibly adjusted according to the needs of the technology which was applied in the given conditions, e.g. with respect to climatic influences, but first of all with respect to achieving the required effectiveness of the compensation grouting. A serious problem, which was proved to be significantly reducible by adjusting the grout formula, was the so-called “yo-yo effect”. This phenomenon sometimes appeared after the completion of the compensation phase, during which even a controlled upward vertical movement took place from time to time. Subsequently the pre-stress in the strata being injected with grout dissipated, but the desired stabilising strength of the grout was not sufficient for the time being to prevent uncontrolled subsidence, i.e. a kind of repeated “seating” of the building.

With the works proceeding and gathering experience associated with the process, the grout formulas changed with the aim of finding such the grout the strength build-up would be rapid but the 28-day strength would not exceed 8-10MPa.

## OBSERVATIONS GATHERED DURING THE COMPENSATION GROUTING OPERATIONS

The first building which was compensated for subsidence was a corner building with a framed structure, one basement, founded of footings and with a reinforced concrete floor slab. The compensation grouting fan opened perpendicularly to the tunnel centre line. The control program allowed additional calculation of the volume of grout required for the location in which the fan closed so that the accumulation of volumes and subsequent tilting of the building being compensated for was avoided. It was found as early as the middle of fulfilling the work order that the theory about the accumulation of volumes at the narrowest point of the fan was not completely true and it was necessary to operatively adjust the grouting parameters – first of all to increase the volume of the grout to be pumped to this very location. Since then this building was successfully kept within a moderately oscillating plane. Then it was possible to incorporate the experience gained in this way to following buildings even into the work orders when the basic parameters were being determined. Unfortunately, attempts to generalise and exactly describe the regularity of this phenomenon failed. It is possible to say that the “direction” in which to proceed was known, but it was necessary to respond to the comprehensive evaluation of information following not only from the accompanying measurement.

kmitající rovině. U následujícího objektu bylo možno tuto získanou zkušenost uplatnit již při základním návrhu parametrů do pracovních příkazů. Nepodařilo se však zobecnit a popsat přesnou zákonitost tohoto jevu. Lze říci, že byl znám „směr“ jak postupovat, ale vždy bylo nutno reagovat na komplexní vyhodnocení informací plynoucích nejen z doprovodného měření.

Vyhodnocování doplňkových informací se ukázalo jako velmi užitečné např. u objektu Pešínova 10. Zde při probíhající kompenzaci nebyly ve výsledcích doprovodného měření registrovány žádné anomálie, ale mezi objekty Pešínova 10 a Pešínova 12 se začaly objevovat na štítových zdech uvnitř objektu trhlinky. Kompenzaci bylo nutno pozastavit a odhalit příčinu. Vysvětlení bylo získáno přímo od nájemníků, kteří poskytli cennou informaci, že objekty Pešínova 10, 12 a 14 sice mají základové pásy v různých niveletách, ale byly vzájemně svázané výztuží a v podstatě stavěny jako trojblok. To se pak dokonce potvrdilo v dohledané dokumentaci. Bylo upraveno injekční schéma, pracovní příkazy a kompenzace probíhala u objektů Pešínova 10–14 v širším záběru jakoby pod jedním objektem. Odhalení příčin, dohledání dokumentace a následná úprava parametrů byla provedena v nejkratším možném čase s ohledem na postupující ražbu, přičemž od pozastavení kompenzace do jejího obnovení neuběhlo více než 12 hodin.

Za zmínku ještě stojí náročná kompenzace pod zděné rohové domy zájmového bloku. Zde bylo nutné upravovat injekční parametry dokonce při zohlednění polohy jednotlivých nosných stěn a příček. K tomuto postupu vedlo zjištění, že při provádění kompenzační injektáže docházelo ve sklepních prostorách popisovaných objektů ke vzdouvání podlah. Parametry jednotlivých etáží u vrtů se tedy dopracovávaly dle půdorysů tak, aby se tyto negativní jevy co nejvíce eliminovaly.

## ZÁVĚR

V průběhu provádění přípravných prací docházelo průběžně k drobným změnám projektu dle zastížené geologie a skutečností zjištěných při provádění. V případech, kdy bylo nutno umístit injekční trubky do jílu, nebyly výsledky vzniku kompenzačních účinků tak příznivé jako ve vrstvě šterkopísků. Tím bylo prokázáno vhodné umístění injekčních trubek do vrstev fluvialních sedimentů.

Všeobecně lze říci, že při kompenzaci jednotlivých objektů bylo dosaženo zadaného požadavku – eliminace poklesů v maximální možné míře a tím minimalizace negativních účinků na konstrukce kompenzovaných objektů. Pro dosažení tohoto požadavku nebylo možné před zahájením prací zpracovat všeobecná technologická pravidla a pracovní postupy s unifikovanými injekčními parametry. Bylo nutné vyhodnocovat, jak již bylo opakovaně zmíněno, souhrn informací o jednotlivých kompenzovaných objektech a operativně injekční parametry upravovat. Důležité bylo zachování kontinuity vyhodnocení informací a změn injekčních parametrů. K tomu sloužily výstupy z monitoringu prováděných prací, jejich prvotní dokumentace, následné zpracování a porovnání jednotlivých výstupů měření s výstupy z prováděné injektáže, což vyžadovalo nepřetržitou přítomnost techniků zhotovitele na stavbě.

Na základě příznivých výsledků, díky kterým se podařilo udržet předmětné objekty ve sklonech cca do 1 : 700 a bylo minimalizováno jejich sedání a kdy i jejich poškození bylo minimální, lze provedenou kompenzační injektáž hodnotit jako přínosné aktivní opatření, které významnou měrou přispělo k minimalizaci poškození nadzemních objektů v tzv. zóně zvýšených rizik.

**ING. JIŘÍ MÜHL, ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.**

*Pozn.: Článek byl s laskavým svolením firmy Zakládání staveb, a. s., převzat z časopisu Zakládání staveb.*

*Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.*

*Foto: Libor Šterba pro Zakládání staveb, a. s., a archiv společnosti Angermeier Engineers, s. r. o.*

Evaluating the information turned out to be very useful for instance at the building No. 10 in Pešínova Street. In this case no anomalies were registered in the results of the accompanying measurement during the compensation operations, but fissures started to appear between buildings No. 10 and 12 in Pešínova Street on the faced walls, inside the buildings. It was therefore necessary to suspend the compensation and reveal the cause of the problem. The explanation was obtained directly from tenants, who provided valuable information that, on the one hand, buildings No. 10, 12 and 14 in Pešínova Street have foundation strips at different levels but, on the other hand, the strips were tied by concrete reinforcement and were, in substance, constructed as a three-span structure. This information was confirmed in the documents which were found subsequently. The grouting pattern and work orders were modified; the compensation grouting at buildings No. 10 – 14 in Pešínova Street was performed in wider extent, as if under a single building. The causes were revealed, documents found and parameters subsequently modified in the shortest time possible with respect to the advancing tunnel excavation; the break between the suspension of the compensation and its resuming lasted less than 12 hours.

Worth mentioning is also the complicated compensation under brick corner houses in the block of houses being treated. In these cases it was necessary to change the grouting parameters even when locations of individual structural walls and dividing walls was being taken into consideration. This procedure was adopted after finding that floors in cellars of the above-mentioned buildings heaved up during the compensation grouting operations. For that reason, parameters of individual tiers of boreholes were designed according to ground plans so that these negative phenomena were eliminated as much as possible.

## CONCLUSION

Minor changes in the design were performed continuously during the enabling works with respect to the geology encountered and findings made during the work. In the cases where it was necessary to install the grouting pipes into clays, the results of the development of compensation effects were not so favourable as they were in a gravel-sand layer. This fact proved that installing the grouting pipes in the layers of fluvial deposits was beneficial.

In general, it is possible to say that the task of eliminating subsidence to the maximum possible extent by compensation grouting under individual buildings, thus minimising negative effects on structures of the buildings to be compensated for subsidence, was accomplished. It was impossible to develop general technical specifications and work procedures with unified grouting parameters prior to the works commencement to meet the above-mentioned requirement. As repeatedly mentioned above, it was necessary to evaluate a package of information on individual buildings to be compensated for and operatively adjust the grouting parameters. It was important to maintain continuity between the evaluation of information and changes in grouting parameters. This was achieved using outputs from the monitoring of the operations being in progress, original documents on the works, subsequent processing and comparing of individual measurement outputs with outputs from the grouting in progress. These activities required the permanent presence of contractor's technicians on site.

The completed compensation grouting project can be evaluated on the basis of the favourable results, owing to which tilting of the buildings was successfully kept at about 1 : 700 and lower and the settlement was minimised, with minimum damages caused to them, as a beneficial, active measure which significantly contributed to minimising damage to existing buildings inside the so-called "increased risk zone".

**ING. JIŘÍ MÜHL, ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.**

*Note: The paper was borrowed from Zakládání Staveb magazine by courtesy of Zakládání Staveb a. s.*

*Photo: Libor Šterba for Zakládání staveb, a. s., and Angermeier Engineers, s. r. o. archives*

# VYUŽITÍ KONVERGENČNÍCH MĚŘENÍ PŘI 2D ANALÝZE RAŽBY TUNELU V POROVNÁNÍ S METODOU OPĚRNÝCH NAPĚTÍ

## APPLICATION OF CONVERGENCE MEASUREMENTS IN 2D ANALYSIS OF TUNNEL EXCAVATION IN COMPARISON WITH CONVERGENCE CONFINEMENT METHOD

TOMÁŠ JANDA, MICHAL ŠEJNOHA, JIŘÍ ŠEJNOHA

### ÚVOD

V porovnání s většinou ostatních oborů ve stavebnictví je geotechnika specifická tím, že pracuje s omezenými znalostmi prostředí, ve kterém je stavba umístěna. Nejistota struktury a materiálových parametrů zemního masivu tak často znevýhodňuje detailní výpočtové metody v porovnání s jednoduššími výpočtovými či empirickými postupy podpořenými inženýrskými zkušenostmi a citem pro chování konstrukce. V případě analýzy ražby lineárního úseku tunelu může být příkladem všeobecná tendence praktických inženýrů analyzovat reprezentativní příčný řez místo komplexního třídimenzionálního (3D) modelu.

Ačkoli je proces ražby tunelu Novou rakouskou tunelovací metodou jasně prostorovou úlohou, jen velmi specifické úseky, jako např. křížení a rozplety, se řeší třídimenzionální metodou konečných prvků. Pro lineární úseky se místo vytvoření 3D modelu určí několik typických příčných řezů, pro které se navrhne členění čelby a dimenzuje ostění. Při posouzení typických profilů se obvykle používá metoda opěrných napětí, která je aplikací 2D metody konečných prvků v podmínkách rovinné deformace.

### METODA OPĚRNÝCH NAPĚTÍ

Výpočet exkavace metodou konečných prvků v podmínkách rovinné deformace probíhá tak, že se nejprve z geostatického napětí určí tzv. exkavační síly, které působí na uzly ležící na hranici mezi exkavovanou oblastí a okolní zeminou. Následně se exkavované prvky odstraní a hranice se zatíží exkavačními silami směřujícími dovnitř vytěžené oblasti. Tyto síly vyvolají konvergenci profilu, posuny v celé řešené oblasti, sedání terénu a případně inicializaci plastických deformací v kritických oblastech. Protože výpočet v podmínkách rovinné deformace vyžaduje ve směru osy neměnnou geometrii, budou materiálové parametry, zatížení a vypočtené deformace odpovídat stavu, kdyby celý řešený úsek byl vyražen najednou bez uvažování primárního ostění (a). Pokud je primární ostění do modelu zahrnuto ještě před exkavací, exkavačními silami jsou zatíženy nejen plošné prvky zemního masivu, ale i nosníkové prvky modelující ostění. Výsledkem výpočtu jsou menší deformace odpovídající hypotetickému stavu, kdy v celém úseku bylo napřed vystavěno ostění a pak byla odtěžena zemina z profilu tunelu (b). Oba uvedené stavy jsou vzdálené realitě: první výrazně přeceňuje deformace a při použití plastických materiálových modelů dochází obyčejně k divergenci výpočtu, tedy ztrátě stability. Druhý uvedený případ deformace podceňuje a předpovídá nerealisticky nadhodnocené zatížení primárního ostění.

Při ražbě Novou rakouskou tunelovací metodou se ostění aplikuje krátce po vyražení daného záběru. Z konvergenčních měření je patrné, že zemní masiv je v okamžiku ražby v daném řezu již deformovaný a s postupující čelbou dochází k dalším deformacím systému masiv-ostění. Metoda opěrných napětí modeluje vývoj deformací v daném řezu tak, že rozdělí exkavační síly na dvě části. První část exkavačních sil je aplikována na nevystrojený výrub a výsledkem je deformace odpovídající stavu před instalací ostění. Zbývající část exkavačních sil je zavedena na vystrojený výrub, viz obrázek 1. Výsledkem je celková deformace v okamžiku, kdy čelba pokročila dostatečně daleko od řešeného řezu. Popsanou redukci exkavačních sil působících na nevystrojený výrub modeluje metoda opěrných napětí prostorové efekty doprovázející ražbu, kterými

### INTRODUCTION

Unlike other areas in civil engineering, designing a geotechnical structure often requires dealing with limited knowledge of the environment of a construction site. Uncertainties in subsoil profile as well as in material parameters may therefore promote simple computational or empirical methods supported by engineering experience and judgment regarding the structure response rather than running a complex numerical analysis. As an example we mention linear sections of a tunnel where practical engineers generally tend to analyze a representative cross-section instead of creating a complex three-dimensional (3D) model.

Although constructing a tunnel in accordance with the New Austrian Tunneling Method is clearly a three-dimensional mechanical problem, only highly complicated sections are analyzed with 3D finite element method. Instead of modeling the whole process in 3D, several typical cross-sections are therefore selected to assess the excavation sequence of the tunnel heading including the design of a primary lining. Representative sections are typically analyzed with the help of so called convergence confinement method being executed in a 2D environment under the plane strain conditions.

### CONVERGENCE CONFINEMENT METHOD

When modeling the process of excavation in plane strain conditions the so called excavation forces acting at the nodes of the boundary separating the tunnel and surrounding soil are evaluated first based on the state of stress before excavation. Next, the excavated elements are removed and the boundary is loaded by excavation forces being directed inwards the tunnel. These forces induce the tunnel convergence, evolution of displacements throughout the examined area, terrain settlement and likely also the onset of plastic strains in critical regions. Since the plane strain conditions assume invariable geometry along the tunnel axis together with constant material parameters and loading, we may distinguish between the following two basic scenarios: (a) the whole tube is excavated at once without being supported by the primary lining; (b) the primary lining is introduced into the model before excavation, so that the excavation forces act not only on the soil elements but also on the beam elements representing the lining. The latter configuration considerably suppresses the tunnel convergence as it corresponds to a hypothetical situation when the lining is constructed first in the whole tube and the soil is removed later. Both these situations are far from reality. The first one overestimates deformations and the computation often leads to the loss of convergence when incorporating plastic material models into the analysis. The second one underestimates deformations and predicts an unrealistically high load applied to the primary lining.

In case of the New Austrian Tunneling Method the primary lining is constructed shortly after performing excavation of a particular segment. It is clear from excavation measurements that the soil body is already deformed at that time and as the tunnel heading progresses the deformation of the soil body-lining system grows further. The convergence confinement method models the development of deformations in a given cross-section by dividing the excavation forces in two parts. The first part is applied to an unsupported segment resulting in deformations that represent the state before lining

jsou např. podpůrný efekt horninového materiálu před čelbou a podélná klenba nad nevystrojenou částí tunelu. Velikosti exkavačních sil aplikovaných na nevystrojený a vystrojený výrub je určena parametrem  $\lambda$ , podle kterého je metoda opěrných napětí někdy nazývána.

Předností metody opěrných napětí je použití 2D geometrického modelu, který se ve srovnání s prostorovým modelem výrazně rychleji vytváří a je výrazně přehlednější při kontrole. Protože z pohledu řešení metodou konečných prvků jde stále o 2D výpočet v podmínkách rovinné deformace, má výpočet řádově nižší nároky na výpočetní čas v porovnání s prostorovým výpočtem.

Zásadním úkolem pro uživatele metody opěrných napětí zůstává určení poměru exkavačních sil v první a druhé fázi výpočtu, tedy určení parametru  $\lambda$ . Protože hodnotu tohoto parametru nelze určit objektivně, využívají se empirické vztahy podpořené inženýrským odhadem. S praktickým použitím metody se může čtenář seznámit na příkladu návrhu dvoukolejného železničního tunelu Turecký vrch [4]. Výpočet byl proveden programovým produktem GEO Tunnel [2].

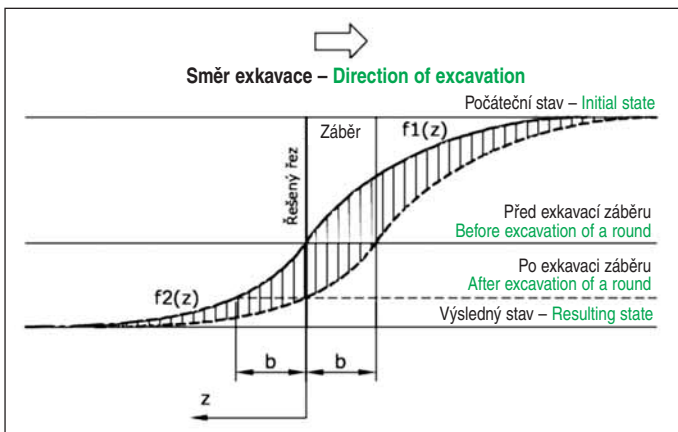
## DIMENZIONÁLNÍ REDUKCE – MODEL 2D3D

Alternativou k metodě opěrných napětí je navržený model 2D3D, který využívá dimenzionální redukcí z prostoru do roviny. Teoretický základ je popsán v [3]. Předpoklady použití modelu jsou podobné jako u metody opěrných napětí. Model vyžaduje ve směru podélné osy neměnnou geometrii a materiálové parametry, což jej předurčuje k řešení lineárních kvazihomogenních úseků podzemních staveb.

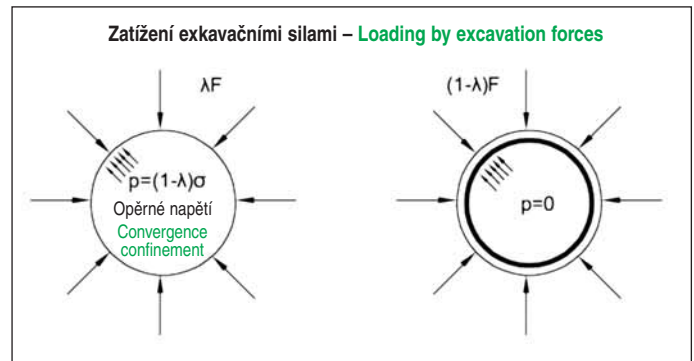
Konvergenční extenzometrická měření ukazují, že vývoj deformací ve zvoleném profilu úzce souvisí s aktuální polohou čelby. K sedání začíná docházet, když se čelba k monitorovanému profilu přiblíží na několik desítek metrů a s blížící se čelbou dále roste. Přírůstek sedání je největší v okamžiku, kdy čelba prochází pod extenzometrickým vrtem. S postupující čelbou posuny rostou pomaleji, až se v okamžiku, kdy se čelba dostatečně vzdálí, stabilizují a učí výsledné sedání.

V případě dostatečně dlouhého a po délce homogenního tunelu raženého stejně dlouhými záběry lze ukázat, že konvergenční křivka nebude měnit tvar ani velikost a bude se jednoduše posouvat vpřed spolu s vyražením každého záběru, viz obrázek 2. Znalost tvaru konvergenční křivky umožňuje určit, jak exkavace jednoho záběru ovlivní sedání nejen v rovině čelby, ale v prostoru před i za čelbou. Princip modelu 2D3D spočívá v analýze přírůstků posunů, které způsobí jediný krok ražby v celém masivu. Hodnota celkového posunu v libovolném bodě se následně získá jako součet přírůstků posunů způsobených ražbou jednotlivých záběrů.

Konečné prvky modelu 2D3D mohou mít podobně jako standardní 2D prvky trojúhelníkový průřez v rovině kolmé na osu tunelu. Ve směru rovnoběžném s osou jsou prvky rozděleny na tři segmenty. Prostřední segment reprezentuje materiál, který je exkavován jedním záběrem. Přílehlající segmenty reprezentují materiál za, resp. před středním segmentem. Lineární aproximace přírůstků posunů v rovině x-y je identická s 2D trojúhelníkovými prvky [1]. V podélném směru jsou přírůstky posunů aproximovány, tzv. roznášecí funkcí  $f(z)$ , která charakterizuje doznívání účinku záběru před



Obr. 2 Změna posunů způsobená exkavací jednoho záběru  
Fig. 2 Evolution of displacements caused by a single segment



Obr. 1 Princip výpočtu exkavace metodou opěrných napětí  
Fig. 1 Principles of the convergence confinement method

construction. The remaining portion of excavation forces is applied to the excavation section already reinforced by the lining as displayed in Fig. 1. The resulting deformations represent the final state, i.e. deformations at the time when the heading moved sufficiently far away from the analyzed section. Reducing the excavation forces acting on an unsupported tunnel allows this method to account for various spatial effects such as the supporting effect of material before heading or a longitudinal vault developed above the segment without lining. This part of excavation forces is determined by parameter  $\lambda$ .

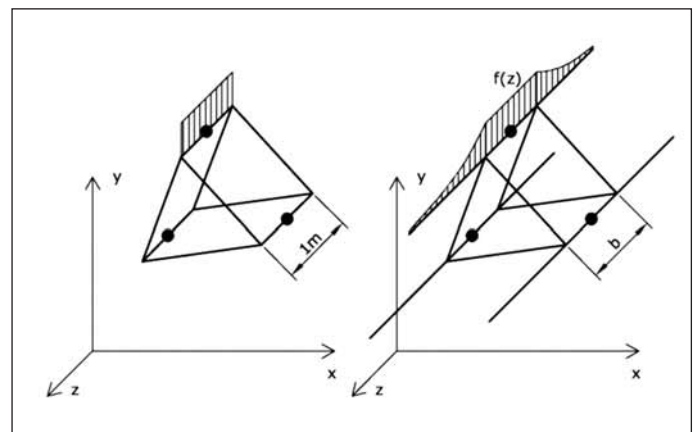
The advantage of the convergence confinement method is that it builds upon a 2D geometrical model, which is not only created much faster compared to a 3D model but it can also be easily checked. We also recall that the corresponding 2D finite element analysis considerably reduces the computational time.

Thus the principal task of the user is to determine the ratio of excavation forces being applied in the first and second calculation steps, i.e. determining the parameter  $\lambda$ . Since the value of this parameter cannot be impartially defined, engineers generally rely on empirical relations and their estimates. For practical application of this method the reader is referred to [4] describing the analysis of the Turecký vrch railway tunnel. This particular analysis was performed using the GEO Tunnel [2] software product.

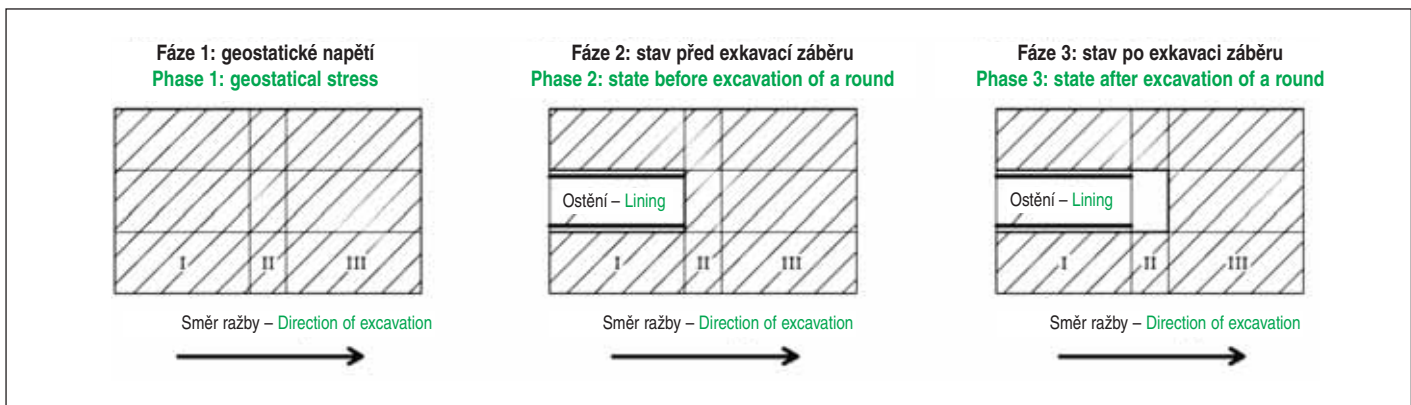
## DIMENSIONAL REDUCTION – MODEL 2D3D

In this section we propose a 2D3D model as an alternative to the convergence confinement method. It still adopts a 2D computational model but represents actual 3D effects more rigorously. The theoretical grounds are described in detail in [3]. The model assumptions are similar to those pertinent to the convergence confinement method. It again requires invariable geometry and material parameters in the longitudinal direction and as such it is suitable for solving the linear quasi-homogeneous sections of underground structures.

Convergence measurements show that evolution of displacements in a chosen section closely relates to the actual position of the heading. The settlement occurs when the heading arrives at several tens



Obr. 3 Srovnání rovinného prvku a 2D3D prvku  
Fig. 3 Comparison between standard 2D and new 2D3D element



Obr. 4 Fáze výpočtu

Fig. 4 Calculation stages

a za čelbou. Charakter této funkce vychází z analogie s dvouparametrickým Winkler-Pasternakovým modelem podloží [1]. Podélná tvarová funkce je ve středním segmentu konstantní a v krajních segmentech exponenciálně klesá. Předpis roznášecí funkce udávají vztahy

$$\begin{aligned} f(z) = f1(z) &= \exp(\alpha - (z + b/2)) && \text{pro } z < -b/2, \\ f(z) &= 1 && \text{pro } -b/2 < z < b/2, \\ f(z) = f2(z) &= \exp(\alpha + (-z + b/2)) && \text{pro } z > b/2. \end{aligned}$$

Porovnání rovinného prvku a prvku modelu 2D3D včetně podélných tvarových funkcí ukazuje obr. 3.

Analýze typického kroku exkavace předchází výpočet výchozího napětí v řešeném řezu, ze kterého se odvodí velikost exkavačních sil. Výchozí napětí se určí dvěma výpočetními fázemi. V první fázi se v podmínkách rovinné deformace určí geostatické napětí postupem shodným s metodou opěrných napětí. Následující výpočetní fáze slouží k odhadu napjatosti před vytěžením středního segmentu. Třetí výpočetní fáze určuje hledaný přírůstek posunů vyvolaných exkavací materiálu středního segmentu. Zapojení prvků modelujících zeminu a primární ostění v jednotlivých fázích výpočtu ilustruje obr. 4.

Řešení praktických úloh vyžaduje možnost použít alespoň základních pružno-plastických materiálových modelů. Přesné vyjádření vývoje plastických deformací mimo řešenou rovinu by vyžadovalo zavedení určitého množství konečných segmentů před i za rovinou čelby a přesné určení deformací a následně napětí v jejich integračních bodech. Tím by se výpočetní náročnost přiblížila ke klasickému 3D modelu. Ve stávajícím modelu 2D3D je v každém ze tří segmentů zaveden jeden integrační bod, ve kterém se vyjadřuje napětí a přírůstek plastických deformací. Přírůstek plastických deformací se v krajních segmentech uvažuje proporcionální přírůstku celkových deformací.



Obr. 5 Čelba tunelu Blanka

Fig. 5 Tunnel face of the Blanka tunnel

of meters from the monitoring section and grows further as the heading approaches this section. The increment of settlement achieves its maximum when the heading passes the monitoring borehole. As the heading advances further the settlement grows slower and stabilizes when the heading moves sufficiently far away to determine the final settlement.

Providing a homogeneous tunnel is sufficiently long in the longitudinal direction it can be shown that the convergence curve will not change its shape or size but it will only move forward together with excavation of each segment as plotted in Fig. 2. Knowing the shape of convergence curve allows for determining how the excavation of a single segment influences the settlement not only in the plane of the heading but also in front and behind the tunnel face. The total displacement is computed as a sum of increments caused by excavation of all segments.

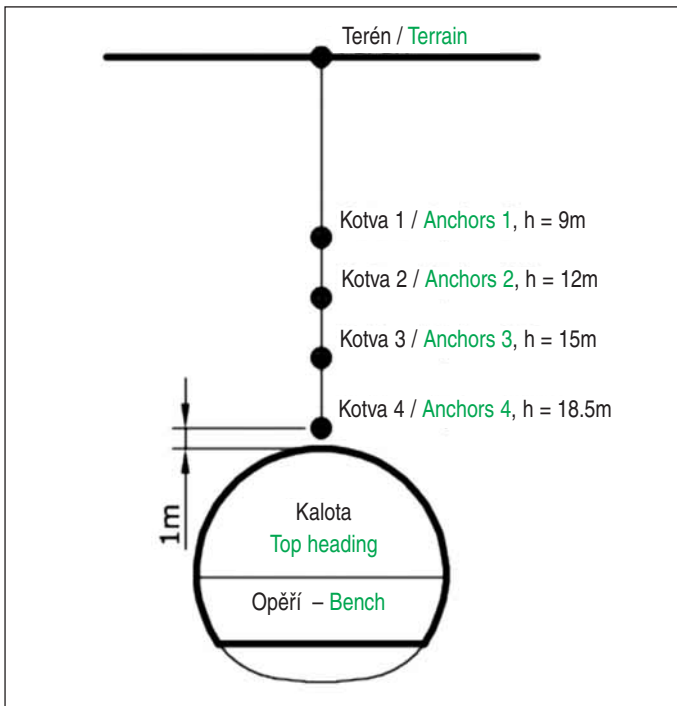
Similar to standard 2D elements a 2D3D finite element may assume a triangular cross-section in the plane perpendicular to the tunnel axis. In the longitudinal direction such an element is composed of three segments. The middle segment represents the material which is excavated in one segment. The adjacent segments represent the material in front of and behind the central segment, respectively. Linear approximation in the x-y plane is then identical to standard 2D triangular elements [1]. In the longitudinal direction the displacements are approximated by a base function  $f(z)$  which characterizes a gradual fading of the influence of a single segment away from the tunnel heading. Its character arises from the analogy with a two-parametric Winkler-Pasternak model of elastic foundation [1]. The longitudinal shape of this function is constant in the middle segment and decreases exponentially in both adjacent segments in the form

$$\begin{aligned} f(z) = f1(z) &= \exp(\alpha - (z + b/2)) && \text{for } z < -b/2, \\ f(z) &= 1 && \text{for } -b/2 < z < b/2, \\ f(z) = f2(z) &= \exp(\alpha + (-z + b/2)) && \text{for } z > b/2. \end{aligned}$$

Comparison of 2D and 2D3D elements together with a longitudinal base function is illustrated in Fig. 3.

Note that the analysis of a single excavated segment must be preceded by the determination of initial stresses for the computation of excavation forces. This stress is calculated in two stages. In the first stage the initial geostatic stress is computed assuming simply the plane strain conditions. The next stage serves to estimate the stress distribution before performing the analysis of a single excavation step. The third stage gives the desired increment of displacements caused by a single excavation segment, which is decisive for the determination of the overall settlement. Introduction of elements modeling the soil and primary lining in individual stages is shown in Fig. 4.

Analysis of practical problems requires the possibility of using at least basic elasto-plastic material models. The accurate expression of the evolution of plastic deformation outside the analyzed plane would need to introduce several finite segments in front of and behind the analyzed plane and proper computation of stresses in their integration points. This would shift the computational demands of the model near to the classical 3D model. In the present version of the proposed 2D3D model each of the three segments considers



Obr. 6 Rozmístění kotev v extenzometrickém vrtu  
Fig. 6 Location of anchors in extensometric borehole

## ŘEŠENÁ ÚLOHA A POUŽITÁ DATA

Pro testování modelu 2D3D byl zvolen kvaziisotropní úsek č. 8 severní trouby silničního tunelu Blanka (staničení 6,410–6,110 km, délka 300 m), viz ilustrační obr. 5, pro kterou byla k dispozici tabulka doporučených geotechnických charakteristik. Geologický profil je zde tvořen prachovito-jílovitými břidlicemi překrytými fluvialními sedimenty. V daném úseku probíhalo extenzometrické měření, které monitorovalo poklesy v zemním masivu nad tubusem tunelu a na terénu po dobu, kdy postupující ražba sedání v daném místě ovlivňovala. Extenzometrický vrt se staničením 6,324 km situovaný v ose tunelu byl vystrojen čtyřmi kotvami v hloubkách 9 m, 12 m, 15 m a 18,5 m. Nejhlubší kotva tak byla umístěna jeden metr nad korunou profilu tunelu. Prostorové uspořádání kotev ve vrtu ukazuje obr. 6. Naměřené sedání v kotvě č. 4 v závislosti na poloze čelby je zachyceno na obr. 7.

Konvergenční křivky byly použity pro kalibraci podélných roznášecích křivek trojúhelníkových prvků použitých ve 2D3D modelu. Protože roznášecí křivky představují v podstatě podélné bázové funkce, je důležitý především jejich tvar. Jejich velikost je normovaná tak, aby byla zajištěna jejich spojitost se středním segmentem. Rychlost dozívání roznášecích funkcí  $f_1(z)$ , resp.  $f_2(z)$  je určena exponenty  $\alpha_+$ , resp.  $\alpha_-$ . Čím vyšší hodnota exponentu, tím rychleji exponenciální křivka klesá.

Konvergenční křivky získané měřením poklesu jednotlivých kotev a terénu byly aproximovány exponenciálními křivkami tak, aby došlo k co nejlepší shodě, což je patrné z obr. 7. Tím se pro každou z konvergenčních křivek získala dvojice exponentů  $\alpha_+$  a  $\alpha_-$ . Rozložení exponentů po výšce horninového masivu v oblasti nad korunou tunelu ukazuje obr. 8a. Parametr  $\alpha_-$ , který charakterizuje dozívání vlivu ražby před čelbou, roste s hloubkou z hodnoty 0,065 na terénu k hodnotě 0,13 určené z konvergenční křivky změřené metr nad korunou raženého profilu. Za účelem posouzení významu této závislosti byl výpočet nejdříve proveden s parametrem  $\alpha_-$  konstantním v celém řešeném řezu s hodnotou získanou průměrováním naměřených hodnot  $\alpha_- = 0,089$ . V druhém případě byl uvažován proměnný parametr  $\alpha_-$  závislý na hloubce: v hloubce 17–22 m byla hodnota zvolena  $\alpha_- = 0,13$ , nad a pod touto vrstvou byla hodnota uvažována  $\alpha_- = 0,079$ . Parametr  $\alpha_+$  významnou změnu po výšce profilu nevykazuje, proto byla v modelu použita jeho průměrná hodnota  $\alpha_+ = 0,089$  konstantní v celé studované oblasti. Průběh parametru  $\alpha_-$  uvažovaný ve dvou variantních výpočtech je patrný z obr. 8b.

Použitý geologický profil se skládá ze tří vrstev málo soudržných fluvialních sedimentů sahajících do hloubky 8,5 m. Pod sedimenty se nachází mírně zvětralé břidlice, kterými je veden celý profil tunelu.

one integration point to evaluate both the stress increments and increments of plastic strains. Note that the increments of plastic strains in lateral segments are assumed proportional to the increments of total strains.

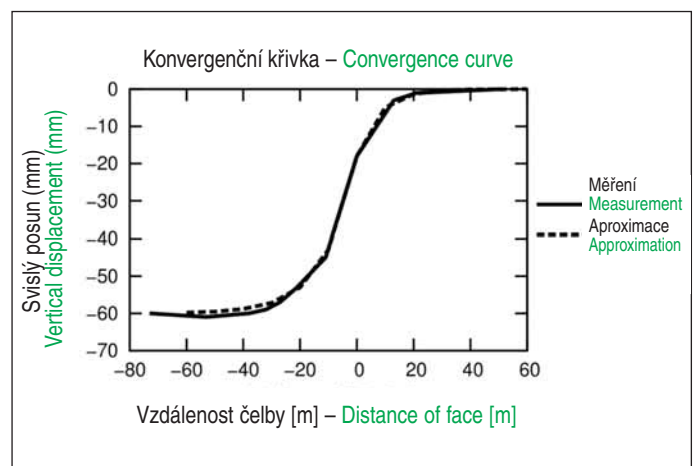
## ANALYZED EXAMPLE AND DATA

To examine the behavior of the proposed 2D3D model a quasi-homogeneous section No. 8 of the north tube of the Blanka road tunnel in Fig. 5 with available material data was considered. The geological profile consists of silt-clayey slate covered by fluvial sediments. The evolution of vertical displacements was monitored in an extensometric borehole situated above the tunnel. The borehole was equipped with four anchors in depths 9 m, 12 m, 15 m and 18.5 m. The deepest anchor was therefore located one meter above the tunnel crown. Particular arrangement of individual anchors is displayed in Fig. 6. Fig. 7 then shows the resulting settlement measured in anchor No. 4 depending on the position of tunnel heading.

Such convergence curves were used to calibrate the shape of longitudinal base functions in 2D3D finite elements. Since irrelevant, their size was normalized to ensure the continuity with the middle segment. Both functions  $f_1(z)$  and  $f_2(z)$  decrease with a rate given by parameters  $\alpha_+$  and  $\alpha_-$ , respectively. The higher the value of the exponent the faster the function decreases.

Convergence curves obtained by measuring the vertical displacements of anchors and terrain were fitted with the exponential curves proposed in the previous section. The values of exponents  $\alpha_+$  and  $\alpha_-$  were found to match the two curves as close as possible. The resulting approximation pertinent to anchor No. 4 is evident in Fig. 7 showing quite accurate match with measurements. The distribution of exponents  $\alpha_+$  and  $\alpha_-$  along the vertical line above the tunnel crown is plotted in Fig. 8a. Parameter  $\alpha_-$ , which characterizes a gradual decay of the impact of excavation in front of the heading, is seen to increase with depth from the value of 0.065 on the terrain to the value of 0.13 one meter above the tunnel crown. In order to assess the influence of its variation we performed the analysis first with the constant value of parameter  $\alpha_- = 0.089$  obtained by averaging the measured values. Next, a certain variation of parameter  $\alpha_-$  depending on depth was considered. In particular, at depth of 17–22m the value of  $\alpha_- = 0.13$  was used, above and below this layer its value was assumed equal to  $\alpha_- = 0.079$ . For simplicity and with reference to Fig. 8a we further adopted a constant value of  $\alpha_+ = 0.089$  throughout the entire profile obtained again by averaging all measurements. Actual distributions of the exponent  $\alpha_-$  employed in both computations are displayed in Fig. 8b.

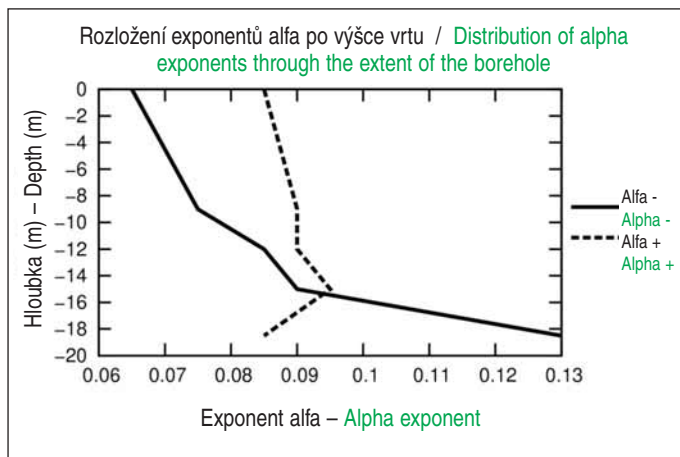
The geological profile is composed of three layers of fluvial sediments reaching up to the depth of 8.5 m. The tunnel itself was excavated in silt-clayey slate covered by these sediments. Both types of soils were represented by elasto-plastic Drucker-Prager model with no strain hardening. The assumed material parameters of slate correspond to values recommended for a given region of the tunnel path. In particular, the value of self weight equal to 24.5 kN/m,



Obr. 7 Porovnání naměřené konvergenční křivky v kotvě 4 a výsledná aproximace exponenciálními bázovými funkcemi

Fig. 7 Comparison of measured convergence curve in anchor No. 4 and resulting approximation by exponential base functions





Obr. 8a Skutečné rozložení exponentů  $\alpha+$  a  $\alpha-$  podle hloubky  
Fig. 8a Actual distribution of exponents  $\alpha+$  and  $\alpha-$  with depth

Pro sedimenty i břidlici byl ve výpočtech uvažován pružno-plastický konstitutivní model Drucker-Prager bez deformačního zpevnění. Zvolené parametry břidličného horizontu vycházejí z geotechnických charakteristik doporučených pro daný úsek trasy: objemová tíha 24,5 kN/m, Poissonovo číslo 0,33, modul pružnosti 100 MPa, soudržnost 25 kPa, úhel vnitřního tření 28° a úhel dilatace 0°.

V případě primárního ostění byl uvažován lineárně-elastický materiál odpovídající betonu B25: modul pružnosti 30 GPa, smykový modul 12,5 GPa. Tloušťka ostění byla zvolena 150 mm. Protože řešená úloha analyzuje současnou ražbu kaloty a opěří bez dna, bylo ostění modelováno pouze v klenbě, zatímco dno modelovaného profilu zůstalo nevyztuženo. Koncentraci napětí a následnému zapichování ostění do dna zabráňuje rozšířený konec ostění takzvaná „elephant foot“. V modelu bylo toto zesílení ostění modelováno krátkým nosníkem napojeným kolmo na ostění a směřujícím ven z profilu tunelu.

## VÝSLEDKY

Vzhledem k tomu, že metoda opěrných napětí a model dimenzionální redukce 2D3D analyzují typický profil odlišným způsobem, mohou být porovnány pouze predikovaná výsledná sedání. Tab. 1 ukazuje celkové výsledné svislé posuny koruny, dna tunelového profilu a terénu. Uvedené hodnoty jsou vypočtené modelem 2D3D pro oba uvažované případy změny exponentu  $\alpha$ , viz obr. 8b. Dále jsou uvedeny hodnoty vypočtené metodou opěrných napětí s koeficientem  $\lambda=0,4$ , tj. 40 % exkavačních sil bylo zavedeno na nevystrojený profil, zbývajících 60 % byl zatížen profil vystrojený ostěním identickým, které bylo použito ve 2D3D modelu. Důležité je zmínit, že parametr  $\lambda$  byl pro účely analýzy zvolen takový, aby se vypočtené sedání blížilo celkovému sedání změřenému v extenzometrickém vrtu. Jedná se tedy o optimálně zvolenou hodnotu.

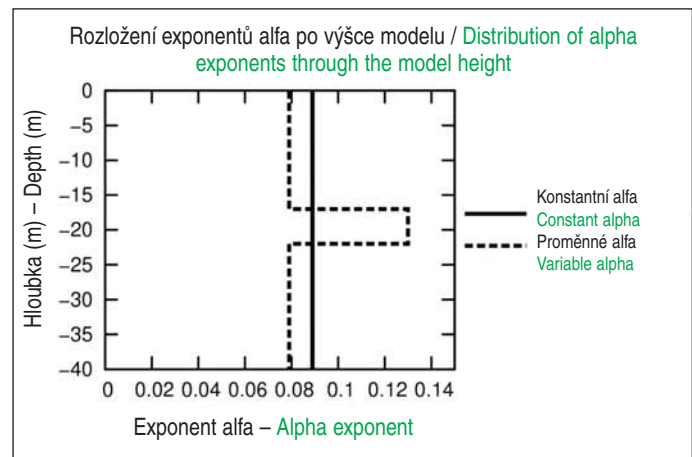
Obr. 9 ilustruje rozložení přírůstků svislého posunu vzniklého jako důsledek jednoho záběru v šířce 1 m. Obr. 10 znázorňuje pole ekvivalentní plastické deformace. K jejímu rozvoji dochází především po stranách raženého profilu vlivem koncentrace napětí a dále v oblasti založení ostění.

## ZÁVĚR

Na úloze ražby tunelu Novou rakouskou tunelovací metodou byl ověřen výpočetní model 2D3D, který vyžívá dimenzionální redukci

Tab. 1 Vypočtené celkové sedání  
Table 1 Calculated overall settlement

Model / Model	2D3D Konstantní alfa Constant alpha			2D3DProměnná alfa Variable alpha			Lambda metoda Lambda method			Monitoring Monitoring	
	Koruna Crown	Terén Terrain	Dno Bottom	Koruna Crown	Terén Terrain	Dno Bottom	Koruna Crown	Terén Terrain	Dno Bottom	Kotva 4 Anchor 4	Terén Terrain
Přírůstek sedání (mm) Increment of settlement (mm)	-5.80	-2.09	9.36	-5.85	-2.04	8.50	-	-	-	-	-
Celkové sedání (mm) Total settlement (mm)	-70.70	-25.46	113.84	-71.27	-24.86	103.66	-62.62	-38.44	69.46	-61.20	34.80



Obr. 8b Aproximované rozložení exponentu  $\alpha-$  podle hloubky  
Fig. 8b Approximate distribution of exponent  $\alpha-$  with depth

Poisson's number equal to 0.33, Young's modulus equal to 100 MPa, cohesion equal to 25 kPa, frictional angle equal to 28° and dilation angle equal to 0° were considered.

As for primary lining a linear elastic model was adopted. Parameters corresponding to concrete B25 with Young's modulus equal to 30 GPa and shear modulus equal to 12.5 GPa were used. The lining thickness equal to 150mm was introduced to support the vault section while the bottom part assumed no reinforcement. To represent the increased thickness of lining at its base (elephant feet) preventing sinking of the two end points into the soil, we introduced two additional short beam elements perpendicular to the lining mid axis being directed into the soil body.

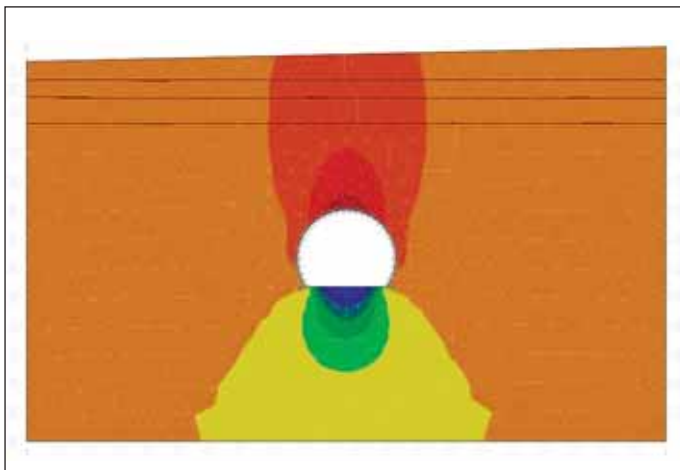
## RESULTS

Since the two methods, the convergence confinement method and the 2D3D model of dimensional reduction, perform the analysis of a typical cross-section in a different way, we contented ourselves for final settlements when comparing their performance. The final vertical displacements of the tunnel crown and bottom and of the terrain are stored in Table 1 for both variations of exponent  $\alpha$ , recall Fig. 8b. These are accompanied by the results provided by the convergence confinement method setting  $\lambda=0.4$ , so that 40% of excavation forces were applied to the unsupported tunnel, while the remaining 60% were applied after installing the primary lining. The same lining was used also in the case of 2D3D model. Note that the value of parameter  $\lambda$  was basically chosen "a posteriori" to match the known measured displacements as close as possible, thus being essentially optimum.

Fig. 9 illustrates the distribution of the increments of vertical displacements caused by excavating one particular segment 1m long. Fig. 10 then shows the distribution of equivalent plastic strain originating from the two end points of the lining and further localizing around the tunnel boundary as a consequence of the concentration of vertical stresses.

## CONCLUSIONS

The proposed 2D3D model, developed on the basis of dimensional reduction, was examined in this paper on the example of application of the New Austrian Tunneling Method. Although the model takes into account the soil behavior away from the tunnel heading,



Obr. 9 Pole přírůstků svislých posuvů  
Fig. 9 Distribution of increments of vertical displacements

pro výpočet účinků ražby. Ačkoli výpočetní model zohledňuje chování zeminy mimo řešenou rovinu, geometrický model je dvojdimenzionální. Výsledný pokles koruny tunelové klenby vypočtený modelem 2D3D je 70,7 mm, resp. 71,3 mm, pokud se uvažuje změna podélných tvarových funkcí po výšce geologického profilu. Hodnota konvergence v koruně 62,6 mm vypočtená metodou opěrných napětí je blíže změřeným 61,2 mm, nicméně tato hodnota silně závisí na parametru  $\lambda$  zvoleném v tomto případě optimálně. Oproti tomu tvary konvergenčních křivek sloužící pro kalibraci modelu 2D3D jsou určeny jednoznačně.

Podobnost výsledků dvou představených výpočetních variant modelu 2D3D – konstantní exponent  $\alpha$ - a hodnoty závislé na hloubce – napovídají, že výpočet není příliš citlivý na případné změny tvarových funkcí podle polohy prvku v řešeném řezu nad profilem tunelu. Významnější vliv na výsledné sedání může mít rozložení parametrů  $\alpha$ - a  $\alpha$ + pod raženým profilem, které však není možné získat z dostupného extenzometrického vrtu sahajícího pouze do hloubky 18,5 m. Nemožnost přesněji kalibrovat podélné roznášecí funkce v prvcích pod profilem tunelu může vysvětlovat významný rozdíl ve svislém posunu dna.

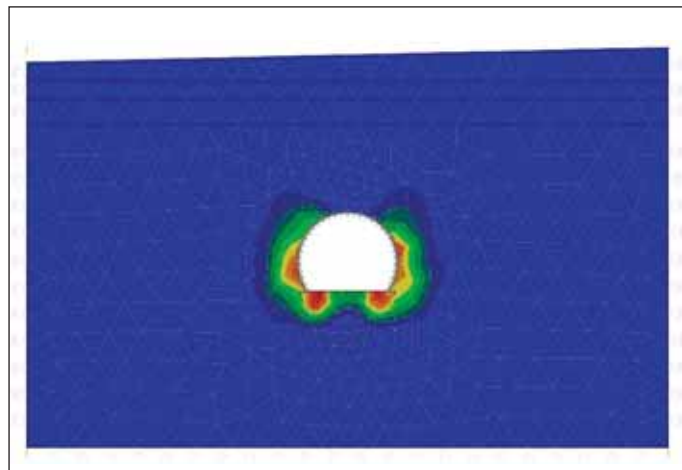
Z pohledu praktického použití modelu 2D3D může být problematický fakt, že jeho kalibrace vyžaduje konvergenční data, která v době před realizací zřejmě nejsou k dispozici. Tato skutečnost však není zásadní překážkou, protože podélné roznášecí funkce se kalibrují pouze změřenou rychlostí dozívání, tedy tvarem konvergenčních křivek. Absolutní hodnoty změřených konvergenzí jsou při kalibraci irelevantní. Ve fázi prvotního návrhu by bylo možné použít konvergenční data z předchozích podzemních děl ražených v podobné geologii. Následně v průběhu výstavby lze výpočet zpřesnit použitím aktuálních konvergenčních dat. Tento operativní přístup by zúročil dvě hlavní výhody modelu 2D3D: provázanost s monitoringem a rychlost a přehlednost 2D výpočetního modelu. Otázkou také zůstává spolehlivost stanovení počáteční napjatosti exkavací raženého profilu až po exkavovaný segment v jednu výpočetním kroku, což není jednoznačně obhajitelné a vyžaduje další studium.

ING. TOMÁŠ JANDA, Ph.D., [tomas.janda@fsv.cvut.cz](mailto:tomas.janda@fsv.cvut.cz),

PROF. ING. MICHAL ŠEJNOHA, Ph.D., DSc.,  
[sejnom@fsv.cvut.cz](mailto:sejnom@fsv.cvut.cz),

PROF. ING. JIŘÍ ŠEJNOHA, DrSc., [sejnoha@fsv.cvut.cz](mailto:sejnoha@fsv.cvut.cz),  
Fakulta stavební ČVUT Praha

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.



Obr. 10 Rozložení přírůstku ekvivalentní plastické deformace  
Fig. 10 Distribution of increments of equivalent plastic strains

its geometrical model is still two dimensional. The resulting vertical displacement of the tunnel crown given by the 2D3D model is 70.7mm for the constant  $\alpha$ - and 71.3mm for variable  $\alpha$ -. The value of vertical displacement equal to 62.6mm in the crown provided by the convergence confinement method is closer to the measured value of 61.2mm. Note, however, that the value of the final settlement predicted by the latter method is highly depended on the value of parameter  $\lambda$  which in our case was assumed optimum. On the contrary, the shapes of convergence curves, which serve to calibrate the longitudinal base functions of 2D3D model, are defined uniquely.

Similarity of the results of both variants of 2D3D model – constant and variable exponent  $\alpha$ - – suggests that the computation is not very sensitive to detailed changes of longitudinal base functions above the tunnel. However, the distribution of the exponents  $\alpha$ - and  $\alpha$ + below the tunnel may show more significant influence on the predicted displacement field. But this cannot be checked as the convergence curves are not constructed for this region. Inability to calibrate the element longitudinal base functions below the tunnel bottom might be one particular source for the explanation of more severe deviation of the displacement at the tunnel bottom predicted by the two methods.

From the practical point of view the use of 2D3D model may seem problematic because its calibration requires convergence data that are hardly available when running the analysis of a primary design. Nevertheless, this is not a major obstacle since the base functions require only the knowledge of the shape of convergence curves for their calibration. In the initial design, it is therefore possible to exploit convergence data known for other underground structures constructed in a similar geology. These predictions can be subsequently improved by implementing actual convergence data. Such a predictor-corrector approach would accommodate the two main advantages of the model: direct link to field monitoring and fast and transparent 2D computational model. The open question is the reliability of the initial stress estimate obtained by excavating the whole profile up to the examined cross-section in one step, which cannot be easily defended and certainly requires further study.

ING. TOMÁŠ JANDA, Ph.D., [tomas.janda@fsv.cvut.cz](mailto:tomas.janda@fsv.cvut.cz),

PROF. ING. MICHAL ŠEJNOHA, Ph.D., DSc.,  
[sejnom@fsv.cvut.cz](mailto:sejnom@fsv.cvut.cz),

PROF. ING. JIŘÍ ŠEJNOHA, DrSc., [sejnoha@fsv.cvut.cz](mailto:sejnoha@fsv.cvut.cz),  
Fakulta stavební ČVUT Praha

## LITERATURA / REFERENCES

- [1] BITTNER, Z., ŠEJNOHA, J. Numerical methods in structural engineering ASCE Press and Thomas Telford Publ, 1996.
- [2] Fine s. r. o., <http://www.fine.cz>, 2010.
- [3] JANDA, T., ŠEJNOHA, J., ŠEJNOHA, M. Improved modeling of tunnel excavation with two-dimensional finite elements. Proc. Recent Developments in Structural Engineering, Mechanics and Computations, Rotterdam : Millpress, 2007.
- [4] GRAMBLIČKA, M., ŠEJNOHA, M., PRUŠKA, J. Numerické modelování tunelů v programu GEO MKP, Stavební obzor, 2004, č. 9.

# PRÁVNÍ VZTAHY JAKO MOŽNÁ RIZIKA PODZEMNÍCH STAVEB

## LEGAL RELATIONS AS POSSIBLE RISKS FOR UNDERGROUND STRUCTURES

BORIS ŠEBESTA, DAVID HRUŠKA

### I. ÚVOD

Legislativa jednotlivých států většinou neobsahuje dostatečnou regulaci pro realizaci investičně náročných stavebních projektů, mezi které podzemní stavby bezesporu patří. Je naopak běžné (stejně tak v ČR jako v zahraničí), že normativní úprava pravidel výstavby, např. smlouva o dílo podle obchodního zákoníku, je zcela nedostatečná, zejména co se týče detailů provádění, změnových řízení, oceňování, dělby rizik apod. Navíc národní soudní precedenty se zabývají především občanskými povrchovými stavbami a větší podzemní investiční celky zatím opomíjejí. Důvodem je mimo jiné upřednostňování alternativních způsobů řešení sporů v tomto segmentu stavitelství. Zaplnění těchto mezer má dopomoci především používání rozsáhlých mezinárodně uznávaných vzorových dokumentů (např. FIDIC<sup>1</sup>), které přes svoji výkladovou obtížnost vnášejí větší právní jistotu a předvídatelnost do realizace obsáhlých dopravních investičních dodávek. Přesto je ale nutné vnímat jisté rozdílné přístupy v aplikaci pravidel hry mezi povrchovým a podzemním dopravním stavitelstvím. Každý, kdo se dostává do styku s podzemím, by jistě uměl najít těchto odlišností několik. Následující úvaha autorů na dané téma má ambice se zabývat těmi nejvýznamnějšími z pohledu jejich doposud získané praxe:

- Faktor přírodní neurčitosti a jeho smluvní úprava
- Vyšší společenská poptávka kontroly a medializace podzemního díla
- Státní báňská správa
- Právní vědomí a lidský faktor
- Prevence smluvních rizik jako způsob jejich ovládnutí
- Tradiční rozdělení rizik z pohledu smluvních podmínek FIDIC (Red Book)
- Mimořádné události a jejich posuzování

### II. FAKTOR PŘÍRODNÍ NEURČITOSTI A JEHO SMLUVNÍ ÚPRAVA

Kontrakty na stavby v podzemí se oproti ostatním smluvním dohodám v povrchovém stavitelství musejí určitým způsobem vyrovnat s vyšší mírou rizika plynoucí z nejistoty v určení vstupních parametrů a podmínek. Mezi základní nejistoty přitom patří už samo prostředí, v němž podzemní výstavba probíhá. Tedy horninové prostředí, jehož vlastnosti a chování nelze nikdy předem přesně stanovit. Prognózy získané v etapě přípravy a zadání stavby postupně upřesňují teprve až skutečně zastížené přírodní podmínky, které definitivně určují konečnou konstrukci podzemního díla. Tato konstrukce vznikne symbiózou rozličně strukturovaného horninového prostředí s nově budovaným podzemním dílem.

Mezi hlavní rizika spjatá s přírodou patří důsledky geotechnických podmínek ražby projevující se nestabilitou výrubů. Pokud nejsou včas a správně aplikována potřebná opatření, mohou se projevy této nestability rozvinout do nadvýlomů. V závislosti na konkrétních podmínkách a velikosti nadloží mohou potom nadvýlomy přejít do závalů, které mohou ohrozit i zdraví, majetek a životní prostředí na povrchu.

Odchylky, které mohou nastat vůči teoretickým rozměrům, mohou mít tři základní příčiny:

- horninový masiv vykazuje jiné deformace než předpokládá projekt;
- strukturální chování horninového prostředí způsobuje tvorbu geologicky podmíněných nadvýlomů;
- technologie provádění neumožňuje ražbu v ideálních obrysech a teoretické rozměry musí být zvětšeny o tzv. technologický nadvýrub.<sup>2)</sup>

### I. INTRODUCTION

National legislation does not usually include sufficient regulations for the implementation of expensive construction projects, among which underground construction rightfully belongs. Instead, it is common (both in the Czech Republic and abroad) that legislative amendments to construction regulations, e.g. a contract for work under the Commercial Code, are totally inadequate, especially with regard to the details of implementation, change proceedings, evaluations, risk distribution, etc. Furthermore, national judicial precedents are primarily concerned with surface buildings, neglecting larger underground investment units. This is, among other things, due to favouring of alternative methods of dispute resolution in this construction segment. The use of extensive internationally accepted sample documents (e.g. FIDIC<sup>1</sup>), which despite their difficulty in interpretation bring greater legal certainty and predictability into the implementation of extensive transportation capital projects, should primarily help with filling these gaps. Despite this, it is necessary to perceive certain different approaches between surface and underground transport construction in applying the rules of the game. Anyone who comes into contact with the underground would certainly be able to find several of these differences. The following authors' considerations on the given subject have the ambition to deal with the most important ones in terms of their experience acquired so far:

- The factor of natural uncertainty and its contractual arrangements
- Increased social demand for control and media coverage of underground work
- State Mining Administration
- Legal consciousness and the human factor
- Prevention of contractual risks as a way of controlling them
- Traditional risk distribution in terms of the contractual terms and conditions of FIDIC (Red Book)
- Incidents and their assessment

### II. THE FACTOR OF NATURAL UNCERTAINTY AND ITS CONTRACTUAL ARRANGEMENTS

Contracts for underground construction compared to other contractual agreements in surface construction have to cope in some way with a higher level of risk arising from uncertainty in the determination of input parameters and conditions. A fundamental uncertainty is the environment in which underground construction itself takes place. Thus, the geological environment, its characteristics and behaviour can never be accurately determined in advance. Projections obtained in the preparation and assignment of the construction stage are gradually clarified only when the actual environmental conditions are encountered, which ultimately determine the final structure of the underground work. This structure arises with a symbiosis of differently structured geological environments with the newly built underground work.

The main risks associated with nature include the consequences of the geotechnical conditions of excavation manifesting themselves by the instability of the excavations. If the necessary measures are not applied in a timely and correct manner, the manifestations of this instability can develop into overbreaks. In relation to specific conditions and the size of the overburden, the overbreaks can then pass to cave-ins, which can threaten health, property and the environment on the surface.



Obr. 1 Island: Řeka v tunelu (archiv Metrostav a. s.)

Fig. 1 Iceland: River in a tunnel (archives of Metrostav a. s.)

Smluvní vztahy v podzemí by proto měly základně stanovit postupy, které umožní provádět, oceňovat a odměňovat operativní změny během ražby vyvolané snahou po optimalizaci výstavby. Měly by např. stanovit tzv. smluvní linie, které definují vedle teoretických rozměrů i hranice „omluveného“ či „neomluveného“ technologického nadvýrubu a další odchylky, které nemohly být beze zbytku objektivně specifikovány už při zadání.

Předpokladem schopnosti smluvní dokumentace účinně reagovat na pospaný soubor člověka s přírodou je stanovení jednoznačných pravidel pro rozdělení či sdílení rizik. Smlouva, která nejednoznačně vymezuje kompetence, práva, povinnosti a odpovědnosti jednotlivých účastníků výstavby, neplní už od počátku svůj účel a je ohniskem budoucích sporů. Smluvní dokumentace by tudíž měla preventivně obsahovat návrh řešení sporů na jednotlivých úrovních realizace. Ideálním řešením může být dohoda o jmenování nezávislého arbitra, která je součástí kontraktu.

Rizika lze v dvoustranné smlouvě o dílo rozdělit pouze mezi objednatele a zhotovitele, nebo je sdílet. Aby se tak ovšem mohlo stát, je v první řadě nutná znalost rizik, která lze v průběhu stavby očekávat. Za tímto účelem by měla být ve fázi přípravy vypracována riziková analýza. Základní rizika, která lze při výstavbě podzemních objektů identifikovat, se mohou rozdělit na rizika smluvní, na rizika plynoucí z geologického prostředí a rizika, která lze označit jako technologická.

Objednatel by si měl být vědom skutečnosti, že rizika vyplývající z geologických podmínek, jejich změn a z toho plynoucích požadavků na kvalitu zadávací dokumentace jsou součástí jeho odpovědnosti, a to především ekonomické odpovědnosti zajistit financování díla. Objednatel by si také měl být vědom skutečnosti, že kvalita přípravy přímo ovlivňuje kvalitu provádění podzemní stavby, a to včetně všech ekonomických souvislostí a dopadů.

Zhotovitel nese technologická rizika úzce související s jeho podnikatelskými riziky plynoucími z přiměřeného ocenění všech nákladů, správného stanovení nutné doby výstavby a odpovědnosti za bezpečné provádění díla. Hranice mezi inženýringem a dodávkou stavby nemusí být vedena vždy zcela ostře a jednoznačně (objednatel mnohdy přenáší některé pravomoci a odpovědnosti související s posledními etapami přípravy na zhotovitele; např. stavební povolení pro zařízení staveniště, zodpovědnost za realizační dokumentaci a s ní spojenou fázi dodatečného průzkumu apod.). V těchto případech je obzvláště nutné jednoznačně ošetřit odpovědnosti obou smluvních stran. Obecně by měla být respektována zásada, že za přípravu stavby odpovídá objednatel a za provedení zhotovitel. Ve fázi realizace by měl objednatel zajišťovat instituty stavební a autorský dozor, které slouží ke kontrole výstavby z hledisek kvantitativních, kvalitativních a ekonomických.

Chyby způsobené neurčitou smluvní dokumentací mohou mít značné následky, jejichž řešení často ústí v soudní dohru, a především je provázeno citelnými ekonomickými ztrátami, a to obvykle na úkor všech zúčastněných.

### III. VYŠŠÍ SPOLEČENSKÁ POPTÁVKA KONTROLY A MEDIALIZACE PODZEMNÍHO DÍLA

V předchozí kapitole nastíněná náročnost a rizikovitost podzemních liniových staveb se oproti těm povrchovým projevuje především až násobně větší výší investičních nákladů. Navíc požadavky na materiály a trvale

Deviation from theoretical dimensions that could occur could have three fundamental reasons:

- the rock mass shows a deformation different than estimated by the project;
- the structural behaviour of the rock environment causes the creation of geologically conditioned overbreaks;
- the technology of implementation does not permit excavation in ideal outlines and theoretical dimensions must be increased to include the so-called technological overbreaks.<sup>2)</sup>

Contractual relations in the underground should therefore have procedures outlined, which allow operative changes during the excavation elicited by an effort to optimise construction to be implemented, assessed and remunerated. They should, for example, stipulate a contractual line that also defines, alongside the theoretical dimensions, the borders of an “authorised” or “unauthorised” technological overbreak and other deviations that could not be completely objectively specified at the start.

The prerequisite of the ability of contractual documentation to react effectively to the described encounter of man with nature is the stipulation of clear regulations to distribute or share risks. A contract that does not clearly delimit competences, rights, obligations and liabilities of individual construction participants, does not fulfil its purpose from the start and is a hotbed for future disputes. Contractual documentation should therefore contain a preventive dispute resolution proposal for individual levels of implementation. The ideal solution can be an agreement on naming an independent arbitrator, who is included in the contract.

Risks can only be distributed in a bilateral contract for work between the client and contractor, or they can be shared. To allow this solution, it is in first place necessary to know the risks that can be expected during construction. For this purpose, risk analysis should be drawn up during the preparatory phase. The fundamental risks that can be identified during construction of underground structures can be divided into contractual risks, risks arising from the geological environment and risks that can be called technological.

The client should be aware of the fact that risks arising from the geological conditions, their changes and the requirements stemming from this for the quality of the contractual documentation are part of the client's responsibility, primarily the economic responsibility to provide financing of the work. The client should also be aware of the fact that the quality of preparation has a direct impact on the quality of the underground construction implementation, including all economic relevance and impacts.

The contractor bears the technological risks closely related to his business risks stemming from the reasonable evaluation of all costs, the correctly stipulated necessary period of construction and responsibility for safe implementation of the work. The boundaries between engineering and supply of the construction do not always have to be absolutely precise and clear (the client often transfers some power and responsibility related to the last preparatory phases to the contractor: e.g. planning permission for setting up the building site, responsibility for the implementation documentation and the related phase of additional surveying, etc.). In these cases it is especially necessary to clearly cover the responsibilities of each contracting party. In general, it should be respected that the basic fact is that the client is responsible for preparing the construction and the contractor for the implementation. In the implementation phase, the client should ensure construction and author's supervision, serving as inspection of construction from a quantitative, qualitative and economic perspective.

Errors caused due to unspecific contractual documentation can have significant consequences; solving them often leads to judicial implications, and this is primarily accompanied by palpable economic losses, usually at the expense of all the participants.

### III. INCREASED SOCIAL DEMAND FOR CONTROL AND MEDIA COVERAGE OF UNDERGROUND WORK

In the previous chapter, the outlined challenges and risks of underground linear constructions compared with surface ones are evident primarily with much higher investment costs. Furthermore, requirements for materials and permanently fixed parts of the structure from the perspective of the lifespan mostly reach up to 100 years and similar requirements are put on the “lifespan” of the route, of which the tunnel is a part. Although this investment will pay off

zabudované části konstrukce z hlediska životnosti většinou dosahují až 100 let a podobné požadavky jsou kladeny i na „životnost“ trasy, jíž je tunel součástí. Jakkoli se tato investice v dlouhodobém horizontu veřejnému sektoru vyplatí, provází ji současně zvýšený zájem a kontrola ze strany státu, jeho daňových poplatníků a v neposlední řadě médií.

Oprávněná je snaha veřejného sektoru minimalizovat náklady nutné na výstavbu podzemních objektů při zachování bezpečnosti těchto staveb, ať již při výstavbě, nebo po dobu provozu včetně splnění požadavků minimální údržby. Stejně tak je ovšem oprávněná i snaha dodavatele stavebních prací zajistit krytí veškerých rizik a nákladů spojených s výstavbou a nárok na jeho přiměřený zisk. Oba zájmy by měly být ve skutečnosti shodné a lze je dosáhnout společně koordinovaným a optimalizovaným postupem.

Na potřebu odlišit investiční, bezpečnostní a technologická specifika podzemních staveb právo jako společenský systém zákonitě reaguje, a to jak ve sféře veřejnoprávní, tak soukromoprávní.

#### IV. STÁTNÍ BĀŤSKÁ SPRÁVA

Jedním z projevů značné společenské poptávky po kontrole a dozoru provádění podzemních děl je odlišný přístup státu k veřejnoprávní legislativě podzemních staveb. I když v etapě územního a stavebního řízení stavební zákon příznává stavebníkům v podzemí určitou úlevu v tom, že nezahrnuje do stavebního řízení majitele nemovitostí na povrchu podzemní stavby, tímto jsou veškerá privilegia ze strany státu vyčerpána. Naopak na dodavatele podzemních staveb legislativa zcela přenáší břemeno „absolutní“ bezpečnosti provádění díla v podzemí. Za účelem vrchního dozoru nad bezpečným prováděním díla v podzemí zřídil stát prostřednictvím zákona č. 2/1969 Sb. speciální instituci podřízenou přímo vládě ČR – Český báňský úřad (ČBÚ). ČBÚ jako ústřední orgán báňské správy je organizačně rozdělen do 9 obvodů a jeho hlavním vykonavatelem je báňský inspektor.

ČBÚ ve jménu „ochrany obecně chráněných zájmů“ (rozuměj hlavně ochrany zdraví, majetku a životního prostředí), kontroluje a dozoruje kromě jiného přibližně 30 stavebních společností. Tito stavební podnikatelé disponují platnými oprávněními k činnosti prováděné hornickým způsobem podle zákona č. 61/1988 Sb., jsou schopni prokázat se osvědčeními pro odborně způsobilé zaměstnance dle vyhlášky ČBÚ č. 298/2005 Sb., a zaměstnávají autorizované inženýry a techniky dle zákona č. 360/1992 Sb.

Hlavním nástrojem kontroly a dozoru báňského inspektora je jeho oprávnění ukládat stavebním společnostem tzv. „závazné příkazy“, dále nařizovat „nezbytná opatření“ k zajištění BOZP, a to i ústní formou. Předmětem jeho závazných příkazů mohou být přítom poměrně velké zásahy do chodu stavebních společností, jako např.:

1. Závazný příkaz na zastavení provozu organizace nebo jeho části, popřípadě jejích technických zařízení;
2. Závazný příkaz na odstranění zjištěných závad a nedostatků (např. porušení horního zákona, zák. č. 61/1988 Sb., zákonika práce, zákona o inspekcii práce atd.);
3. Závazný příkaz o zákazu práce přesčas, práce v noci, apod.

Proti závaznému příkazu báňského inspektora lze podat ve lhůtě 15 dnů od jeho vydání námítky k báňskému úřadu, báňský inspektor však může vyloučit odkladný účinek podání námitek. Proti rozhodnutí báňského úřadu o námítkách lze podat odvolání nebo rozklad. Báňský úřad je dále oprávněn k udělování sankcí v rozsahu stanoveném zákonem, tedy až do 5 000 000 Kč.

Báňský inspektor je rovněž oprávněn kdykoli vstupovat na staveniště, provádět na něm prohlídky a šetření, požadovat předložení příslušných dokladů, informací a vysvětlení, přesvědčovat se u technických pracovníků o jejich znalosti příslušných právních předpisů, jakož i zhotovovat fotografické snímky a kopie provozních map a další dokumentace.

Z uvedeného je patrné, že báňská správa disponuje rozsáhlými kontrolními pravomocemi, ovšem aniž by vzájemně nesla plnou odpovědnost za finanční ztrátu, včetně ušlého zisku, kterou utrpí účastníci výstavby např. v důsledku vydaného závazného příkazu. Objednatel by si v tomto případě měl být vědom toho, že dle čl. 8.5 Red Book (červené knihy) FIDIC je odpovědnost za zpoždění prací způsobených úřady (a to nejen ČBÚ) součástí jím nesených rizik.

#### V. PRÁVNÍ VĚDOMÍ A LIDSKÝ FAKTOR

Při realizaci podzemního díla má jednotlivec jen omezenou možnost ovlivnit (např. pouze účastí ve volbách) obsah zákonů a vyhlášek týkajících se podzemí, který je plně v gesci zákonodárných sborů či ČBÚ.

in the long-term for the public sector, it is accompanied by increased interest and inspections by the state, its taxpayers and finally by the media.

The attempt by the public sector to minimise costs needed for construction of underground structures while retaining the safety of these structures, whether during construction or during the operational period, including fulfilment of requirements for minimum maintenance, is legitimate. All the same, the attempt by the contractor of the construction work to ensure coverage of all risks and costs related to the construction and the right to reasonable profit is also justified. Both interests ought to be concordant in reality and it is possible to achieve them together with a coordinated and optimised procedure.

Law as the social system naturally reacts, both in the public and private legal spheres, to the need to differentiate investment, safety and technological characteristics of underground construction projects.

#### IV. STATE MINING ADMINISTRATION

One of the manifestations of considerable social demand for inspections and supervision for the implementation of underground work is the different approach of the state to public legislation for underground construction. The building law gives underground construction project owners some relief that it does not include the owners of property on the surface above the underground structure among participants of the zoning and building permit proceedings. However, these are all privileges provided by the state. By contrast, legislation places the complete burden of “absolute” safety for implementation of underground work on underground construction contractors. For the purpose of superintendence over safety in implementation of work underground, the state set up, via Act No. 2/1969 Coll., a special institution directly subordinate to the Czech government – the Czech Mining Authority (CMA). CMA, as the central body of the mining administration, is divided organisationally into 9 districts and its main executor is the mining inspector.

CMA, in the name of “protection of generally protected interests” (understood mainly as protection of health, property and the environment), inspects and supervises, among other things, around 30 construction companies. These construction businesses are authorised to carry out activities implemented using mining methods pursuant to the provisions of Act No. 61/1988 Coll., are able to prove their employees professional qualification with certification pursuant to Decree of the CMA No. 298/2005 Coll., and employ authorised engineers and technicians pursuant to the provisions of Act No. 360/1992 Coll.

The main inspection and supervision tool of the mining inspector is his authorisation to impose “binding orders” on construction companies, order “necessary measures” to ensure OHS, even orally. The subject of his binding orders can be relatively large interventions in the running of the construction company, e.g.:

1. A binding order to halt operation of the organisation or part of it, or its technical facilities;
2. A binding order to remove any defects or shortcomings found (e.g. breach of the mining law, Act No. 61/1998 Coll., the Labour Code, the Act on Work Inspection, etc.);
3. A binding order on banning overtime, night work, etc.

Objections to the binding order from the mining inspector can be submitted within 15 days from its issue to the mining authority, but the mining inspector can refuse the suspensory effect of submitting an objection. It is possible to submit an appeal or complaint against the ruling of the mining authority about the objections. The mining authority is further authorised to impose penalties to the extent stipulated by the law, up to CZK 5,000,000.

The mining inspector is also authorised at any time to enter the building site, carry out inspections and investigations there, require the submission of relevant documents, information and explanations, ascertain the knowledge of relevant legislation for technical staff, as well as take photographs and copies of operational maps and other documentation.

From the above, it is clear that the mining administration has extensive inspection powers, but without being mutually fully liable for financial loss, including loss of earnings suffered by participants in construction, e.g. as a result of a binding order that is issued. The client should be aware in this case that, pursuant to the



Obr. 2 *Váhy justice*  
Fig. 2 *Scales of justice*

Cílem této kapitoly je proto označit některá specifika podzemí, která se týkají každého z nás a ovlivnit je můžeme prostřednictvím našeho lidského faktoru. Jedním ze znaků soukromého práva je totiž na rozdíl od veřejného možnost tvorby, výkladu a aplikace práva nezávisle na státu, a to jak prostřednictvím smluv, tak jiných právních úkonů (provázených zejména naším podpisem). Jakkoli je ucelený systém tvořící veřejné právo nezbytnou základnou pro naše rozhodování, kvalitní a informovaný lidský faktor má schopnost ovládat právní rizika spojená s podzemní stavbou mnohem pružněji a efektivněji.

Lidé se ve svém chování řídí nejen platným právem (to často ani neznají), ale i svým právním vědomím. Právní vědomí lze definovat jako představy lidí o právu, hodnocení jaké právo je, jaké by mělo být a co je proti právu bez ohledu na to, zda je to skutečně pravda nebo ne. Jelikož právo pro podzemní stavby tvoří vedle zákonných norem a nařízení (tzv. veřejné právo) především smluvní vztahy mezi účastníky výstavby (tzv. soukromé právo), je úroveň právního vědomí důležitým faktorem ovlivňujícím vlastní míru její úspěšnosti. Ta se v konečném důsledku promítá nejen do ekonomické stránky stavebních procesů, ale i do ekonomické stránky veřejných rozpočtů. Jedině smluvní podmínky totiž mohou definovat a rozdělovat míru odpovědnosti za rizika spojená s výstavbou, činí ji právně závaznou a v konečné fázi i exekučně vymahatelnou. Bez detailní znalosti na sebe bráných odpovědností a rizik nelze podzemní projekt nejen kvalifikovaně připravit, ale ani úspěšně realizovat či provozovat. Efektivní rozbor smlouvy a odpovídající nabyté právní vědomí všech účastníků výstavby ovšem vyžaduje několik předpokladů souvisejících s lidským faktorem.

Zapojení konkrétního právníka do „papírové“ přípravy projektu ještě před zahájením vlastních stavebních činností je zpočátku doménou objednatele. Na straně objednatele by měl být právník zapojen do zajištění způsobu financování podzemního díla, přípravy typizovaných smluv o dílo, smluv na pronájem nebo koupi pozemků či nemovitostí nezbytných pro realizaci díla, smluv pro projektové práce nebo do smluv na řízení projektu. Cíle právního poradenství na straně objednatele jsou však zcela logicky opačné než na straně zhotovitelů jednotlivých segmentů stavby. Následné zapojení právníka na straně jednotlivých zhotovitelů, projektantů, dozorů či konzultantů podzemní stavby je obvykle až reakcí na dřívější normotvornou činnost objednatele, přičemž ze zde zhotovitel obvykle postaven pouze do pasivní role. Pokud chce zhotovitel zakázku získat, nezbyvá mu než podmínky objednatele prakticky bezvýhradně akceptovat. Právní poradenství zhotovitele je tak v mnoha

provisions of Article 8.5 of the FIDIC Red Book, liability for delayed work caused by authorities (not just CMA) is included in their risks.

## V. LEGAL CONSCIOUSNESS AND THE HUMAN FACTOR

During implementation of underground work, the individual has only restricted possibilities to influence (e.g. only takes part in voting) the content of laws and regulations concerning the underground, which is fully under the control of lawmakers or CMA. The purpose of this chapter is to indicate some of the characteristics of the underground which concern all of us and we can influence them via our human factor. One of the signs of private law in contrast to the public law is the option for creation, definition and application of law independently of the state, both via contracts and other legal acts (primarily accompanied by our signature). While an integrated system shaping public law is a necessary basis for our decision-making, quality and the informed human factor have the ability to govern legal risks related to underground construction in a far more flexible and effective way.

People's behaviour is governed by both applicable law (often without knowing it) and their legal consciousness. Legal consciousness can be defined as people's idea of law, their evaluation of what law is, what it should be and what is against the law regardless of whether it is actually true or not. Since the law for underground construction is created alongside legal norms and regulations ("public law") primarily through contractual relations between construction participants ("private law"), the level of legal consciousness is an important factor influencing their own level of success. The end result of this is visible in both the economic side of building processes and the economic side of public budgets. Only contractual conditions can define and distribute the level of responsibility for risks related to construction, making it legally binding and, in the final phase, enforceable. Without detailed knowledge of the responsibilities and risks taken on, it is not possible to prepare an underground project in a qualified manner, nor can it be implemented or operated successfully. The effective analysis of the contract and corresponding legal consciousness acquired by all participants in the construction of course requires several prerequisites related to the human factor.

Involvement of a specific lawyer in the "paper" preparation of the project prior to commencement of the actual construction activities is the domain of the client from the start. The client's lawyer should be involved with ensuring the financing method for the underground work, preparation of standardised contracts for work, contracts for hire or purchase of land or property needed for implementation of the work, contracts for design works or contracts for project management. The aims of the legal consultancy by the client, however, are logically entirely opposite to those of the contractors of individual construction segments. The following involvement of the lawyer for individual contractors, engineers, supervisors or consultants for underground construction is usually after reactions to earlier regulatory activities of the client, while the contractor here is usually just put in a passive role. If the contractor wants to get the job, it can only accept the client's conditions virtually unconditionally. Legal consultation of the contractor is therefore restricted in many cases (not only his fault) to the formal side of the contract, stating whether or not certain provisions are in accordance with the Commercial Code, and stating that the contract, from the risk perspective, ought or ought not be signed. Of course, these conclusions are not needed by the applicant in the tender for the underground work. It is absolutely in order when the contractual conditions of the project are determined by the entity financing it. The lawyer's analysis, however, should contain specific instructions on how to proceed in the future, including specifying the actual subject of possible disputes and assessing risks in the contract.<sup>3)</sup> The fact that the tender applicant bears the risk based on the contract at its own cost basically means that it bears responsibility for the damaging impacts of the risks including the related costs that arise.

If, as early as during the tender phase, the contractual arrangements are not assessed by the applicant, together with the analysis and indication of the size of the share for project risks, it is even impossible to make an adequate estimate of their consequences for costs in practice. Legal consciousness of distribution of risks for an underground construction project is naturally insufficient in this

případech omezeno (a to ne pouze jeho vinou) na formální stránku smlouvy, konstatování, zda některé ustanovení je, či není v souladu s obchodním zákoníkem, a konstatování, že smlouvu z pohledu rizik je, či není možné doporučit k podpisu. Tyto závěry ovšem uchazeč ve výběrovém řízení na zhotovení podzemního díla rozhodně nepotřebuje. Skutečnost, kdy si smluvní podmínky projektu určuje ten, kdo ho financuje, je přitom naprosto v pořádku. Analýza právníka by ale měla obsahovat konkrétní návod, jak postupovat v budoucnosti včetně určení skutečného předmětu možných sporů a posouzení rizik smlouvy.<sup>3)</sup> Skutečnost, že uchazeč ponese na základě smlouvy riziko na svůj účet, totiž prakticky znamená, že ponese odpovědnost za jeho škodlivé dopady včetně nákladů, které mu v souvislosti s ním vzniknou.

Pokud už ve fázi tendru chybí na straně uchazeče jednoznačné posouzení smluvních ujednání spolu s jejich rozбором a poukázáním na velikost podílu na rizicích projektu, nelze ani dostatečně odhadnout jejich důsledky na náklady v praxi. Právní vědomí o rozmístění rizik podzemního projektu je v takovém případě zákonitě nedostatečné, což samo o sobě generuje jen další riziko. Při následné výstavbě podzemního díla pak mnohdy už nezbyvá nic jiného, než odhalovat skutečný význam ustanovení či chyby v již uzavřené smlouvě s investorem. Uvedený stav je rovněž důsledkem skutečnosti, že smlouvu obvykle na straně zhotovitele připravuje, projednává a uzavírá jiná skupina lidí než ta, která se jí v průběhu výstavby řídí a aplikuje ji v praxi. Skupina lidí smlouvu aplikující je tak často nucena smlouvu prostudovat ještě jednou, v celém rozsahu, a bez odpovídající zpětné vazby ke skupině smlouvy připravující. Tento stav souvisí mimo jiné s obvyklou organizační strukturou stavebních podniků, kdy je výběrovým řízením a uzavřením smlouvy pověřeno oddělení přípravy (obchodní oddělení), zatímco realizaci provádějí jednotlivé divize zhotovitele či speciálně vytvořené projektové týmy.

Odpovědnost rozhodovat o konkrétních rizicích by přitom měla náležet vždy těm subjektům, které jsou schopny příslušné riziko nejlépe rozpoznat a neúčinněji kontrolovat a ovládat. Je nebezpečné, když objednatel systémově využívá svou klíčovou pozici při financování stavby a přesune prostřednictvím smlouvy nesystémově některá rizika na zhotovitele. Ještě horší ovšem je, když si tento subjekt není příslušných rizik ani vědom, natož aby je byl schopen rozpoznat, či je dokonce řídit. Na naznačeném nedostatečném řízení rizika právního vědomí se přitom podílí výlučně lidský faktor – tedy faktor, který řídit dokážeme. Jestliže subjektu, který je podle smlouvy odpovědný za řízení určitých rizik, nejsou vytvořeny věcné i finanční podmínky, nelze očekávat, že takové řízení rizik bude dostatečně účinné. V konečném důsledku může nedostatečná odpovědnost, odborná úroveň či lehkovážnost konkrétních osob způsobit následující:<sup>4)</sup>

- nositel rizika neví, že riziko existuje;
- nositel rizika toto riziko zanedbává a očekává, že za něj nebude odpovědný;
- ten, kdo je schopen riziko kontrolovat, resp. eliminovat riziko přehlídí;
- nositeli rizika vznikne ztráta.

## VI. PREVENCE SMLUVNÍCH RIZIK JAKO ZPŮSOB OVLÁDNUTÍ RIZIKA

Právo působí na své adresáty tak, že postihuje stranu nesoucí riziko sankcí (odpovědností za náklady), a tím ji motivuje, aby následkům porušení smlouvy buď předcházela, nebo je co nejdříve odstranila. Riziko odpovědnosti za ztrátu lze efektivně ovládnout pouze tehdy, má-li adresát rizika možnost se rozhodnout, zda ho převezme (např. ocení v nabídce), přeneše na jinou osobu (např. pojistí), či odmítne (např. uzavře smlouvu). Nutným předpokladem pro rozhodování, jak se smluvním rizikem naložím, je ovšem předně jeho identifikace. Nezáleží přitom na skutečnosti, že zhotovitel smlouvu s objednatelem nepředkládá, více závisí na skutečnosti, zda zhotovitel smlouvě porozuměl a nechal si provést kvalifikovaný rozbor smluvních podmínek se zaměřením na ovládnutí rizik výstavby.

Kromě právní podpory je výsledek provedení díla všech na výstavbě podzemní stavby zúčastněných stran v průběhu vlastního provádění prací závislý především na dobré organizaci a řízení celé stavby. Bez právní i technické podpory specialistů, kteří dokážou riziko smluvních ustanovení identifikovat, je pozice zhotovitele stavebních či projekčních prací značně ztížena a hospodářský výsledek celého podzemního díla dokáže obtížně vykazovat zisk. Schopnost a úspěšnost celý podzemní projekt „řídit“ na základě uzavřené smlouvy je ale často zaměřován za schopnost „stavět“ podle předchozí zkušenosti. Jedním z rozhodujících faktorů ztráty je pak především neznalost smluvních

case, which generates another risk in itself. During the resulting construction of the underground work it then often means that all that can be done is to reveal the actual meaning of the provisions or mistakes in the already concluded contract with the client. The given state is also a result of the fact that the contract on the part of the contractor is usually prepared, discussed and concluded by a different group of people than the one that is governed by the contract during construction and that applies it in practice. The group of people applying the contract is so often forced to study the contract over again, in full, and without the corresponding feedback to the group preparing the contract. This state is also dependent on the usual organisational structure of the construction companies, where during the tender and contract conclusion period a planning department is responsible (and/or a commercial department), whereas individual divisions of the contractor or specially created project management teams carry out the implementation.

Responsibility for deciding about specific risks, however, should always pertain to those entities able to recognise the relevant risk best and inspect and manage it in the most effective way. It is dangerous when the client systematically uses its core position when financing the construction and then shifts certain risks to the contractor unsystematically via the contract. Of course, it is even worse when this entity is even unaware of the relevant risks, let alone unable to recognise or manage them. The human factor – i.e. the factor we can manage – shares the indicated lack of management of the risk of legal consciousness entirely, however. If the entity responsible for the management of specific risks according to the contract does not have general or financial conditions created for it, it cannot be expected that such risk management will be sufficiently effective. In the end, insufficient responsibility, professional level or frivolity of specific people can cause the following:<sup>4)</sup>

- the risk holder is unaware that the risk exists;
- the risk holder neglects this risk and does not expect to be held liable for it;
- the person who is able to control or eliminate the risk ignores it;
- a loss occurs for the risk holder.

## VI. PREVENTION OF CONTRACTUAL RISKS AS A WAY OF CONTROLLING THEM

The law acts on its recipients in such a way that it affects the party bearing the risk of penalties (responsibility for costs) and thus motivates it to avoid the consequences of breaching the contract or remove them as soon as possible. The risk of responsibility for loss can effectively manage only if the recipient of the risk has the option of deciding whether it will assume it (e.g. evaluate in the bid), transfer to another entity (e.g. insurance) or reject it (e.g. does not conclude the contract). The necessary prerequisite for deciding what to do about the contractual risk is of course primarily its identification. It does not depend on the fact that the contractor does not submit the contract proposal to the client – it depends rather on the fact of whether the contractor has understood the contract and has had a qualified analysis done of the contractual conditions with a focus on management of construction risks.

Apart from legal support, the result of the work carried out for all participants in the underground construction work during the actual implementation of the work is dependent primarily on good organisation and management of the whole project. Without the legal and technical support of specialists who can identify the risk in contractual provisions, the position of contractor for construction or engineering work is seriously impeded and the economic result of the whole underground work can be hard to show profit. The ability and success of “managing” the entire underground project based on the concluded contract, however, is often confused with the ability to “build” according to previous experience. One of the deciding factors for a loss is then primarily the lack of knowledge of contractual conditions and gross undervaluing of the specific results for specific underground work. If we add to this the lack of knowledge of methodology of pricing, options and methods for increasing prices (claim management) as defined by the contract, insufficient technical preparation of the construction and missing specialist assessments of the contract, the question about the resulting low efficiency and profit is practically answered in this way in the market environment. In other words, the factor of success is not or does not always have to be the orthodox repetition of previously tested

podmínek a hrubé nedocení specifických důsledků na konkrétní podzemní dílo. Pokud k tomu přičteme neznalost smlouvou definované metodiky cenotvorby, možnosti a způsoby navyšování ceny (claim management), nedostatečnou technickou přípravu stavby a chybějící odborné posouzení smlouvy, je tím v tržním prostředí prakticky zodpovězena otázka následné nízké efektivity a zisku. Jinými slovy měřítkem úspěchu není nebo nemusí být vždy stále ortodoxní opakování již v minulosti vyzkoušených postupů, ale mnohdy efektivnější cesta může být nalezena při použití zdravého selského rozumu v interakci se stávajícími podmínkami projektu.

Následující tabulka shrnuje předpoklady ovládnutí právních rizik souvisejících nejen s podzemním dílem.<sup>5)</sup>

Fáze projektu	Rozsah činností právního konzultanta
studie a příprava projektu	vyjasnění právních otázek v souvislosti se zakázkou, stanovení rámcových smluvních podmínek
návrh stavby dokumentace pro stavební povolení	spolupráce na právním poradenství v souvislosti se smlouvami projektanta, architekta a specialistů do období získání stavebního povolení
realizační dokumentace stavby příprava zadání, spolupráce na zadání	smlouvy a poradenství v souvislosti s realizací stavebních prací, spolupráce na podkladech pro výběr dodavatele, stanovení a kontrola podmínek bankovní garance a dalšího zajištění projektu
stavební, autorský a technický dozor ukončení projektu	průběžné právní poradenství od zahájení prací dodavatele stavby do jejich ukončení poradenství v souvislosti s předložením konečné faktury, ukončením prací, odstranění vad a nedodělků dodavatelem, převzetím díla a uvolněním záruk dodavatele příp. během záruční doby a vrácením bankovní garance

Jak z tabulky vyplývá, na straně investora je prevencí v každém případě zapojení právníka již do přípravných prací podzemního díla a na straně zhotovitele jeho zapojení do prací v souvislosti s posouzením předložené smlouvy již ve výběrovém řízení. Pro právníka představuje rovněž lepší výchozí pozici zapojení do projektu již v přípravném stadiu než v období, kdy je podána žaloba druhé strany pro neplnění některých smluvních povinností s přísnými procesními lhůtami.

Využití právníka jako poradce však naráží na odpor zejména v případě tendrových smluv („take or leave it“), které připomínky uchazeče prakticky vylučují a dodavatel tak považuje rozbor předložených smluv za zcela zbytečnou činnost. Na základě subjektivního hodnocení jsou tak přeceňovány subjektivní zkušenosti některých jednotlivců odpovědných za přípravu a projednávání smluv. Důvody neúspěšného právního poradenství v oblasti podzemních staveb lze proto shrnout do následujících bodů:

- Zapojení právníka do poradenské činnosti pozdě.
- Nedostatečně připravené nebo neexistující podklady pro právní posouzení.
- Nedostatečná komunikace mezi právníkem a technikem.
- Nefunkční organizační struktura dodavatele stavebních nebo projektových prací.
- Nedůsledné, improvizované nebo pouze částečné prosazování závěrů právního poradenství v praxi.<sup>6)</sup>

V mnoha případech ale rovněž chybí na straně právních konzultantů dostatečná kvalifikace a odpovídající technické znalosti, protože v případě složitějšího podzemního díla je podíl skutečně právních informací minimální a převažuje schopnost ekonomického a technického pohledu na smlouvu včetně všech jejích příloh. Pouhé porovnání a posouzení předložené investorské smlouvy s obchodním zákoníkem je ovšem zcela nedostatečné, protože ve většině případů potvrdí pouze to, co zhotovitel předpokládá, bez toho, aby jej na to právní konzultant ještě upozornil – smlouva podobně jako celá podzemní stavba je riziková. Zejména z důvodu nedostatku zakázek a pod tlakem konkurence je ale zhotovitel nucen takovou smlouvu podepsat a od právní konzultace proto neočekává obecné konstatování o nevhodnosti smlouvy, ale o komplexní posouzení a výklad těchto ustanovení včetně rozboru rizik smlouvy a postupu pro jejich eliminování (tzv. risk management). Bez spojení znalostí specifických podmínek a složitosti podzemního stavitelství na jedné straně

procedures, but often a more effective path can be found when using common sense in interactions with current project conditions.

The following table summarises prerequisites for management of legal risks, not only related to underground work.<sup>5)</sup>

Project phase	Extent of activities of the legal consultant
study and preparation of the project	clarification of legal issues in relation to the contract, setting framework contract conditions
building proposal final design	cooperation on legal consultancy in relation to contracts by designer, architect and specialists until building permit obtained
detailed design preparation of submission, collaboration for submission	contracts and consultancy in relation to implementation of construction work, cooperation on support document to select contractor, setting and inspecting conditions of the bank guarantee and other project assurances
construction, author's and technical supervision	continual legal consultancy from commencement of work by the construction contractor until completion
works completion	consultancy in relation to the final invoice presented, completion of work, removal of defects and arrears by the contractor, receipt of the work and release of contractor's guarantees

As is evident from the table, on the client's side, prevention always involves the lawyer right from the underground work planning stage and on the contractor's side, his involvement in work in relation to the assessment of the presented contract already during the tender stage. For the lawyer, becoming involved in the project in the preparatory stage presents a better default position than when the other party files a suit for a failure to fulfil certain contractual obligations with strict procedural deadlines.

Using a lawyer as a consultant however creates opposition, particularly in the case of tender contracts („take or leave it“), which basically excludes the applicant's suggestions and the contractor therefore considers the analysis of the presented contracts to be entirely pointless. Based on subjective evaluation, the subjective experiences of certain individuals responsible for preparation and negotiation of contracts are over-estimated. Reasons for unsuccessful legal consultancy in the area of underground construction can therefore be summarised in the following points:

- Involving a lawyer in the consultation too late.
- Insufficiently prepared or non-existent background documentation for legal assessment.
- Insufficient communication between the lawyer and technician.
- Non-functioning organisational structure of the contractor for the construction or for the design.
- Inconsistent, improvised or only partial enforcement of conclusions of legal consultancy in practice.<sup>6)</sup>

In many cases, however, sufficient qualifications and the corresponding technical skills are lacking on the side of legal consultants, because in the case of complex underground work, the share of actual legal information is minimal and the ability for economic and technical viewing of the contract including all its appendices outweighs it. A mere comparison and assessment of the contract presented by the client with the Commercial Code is of course entirely insufficient, because in the majority of cases it only confirms what the contractor assumes, without the legal consultant warning them of it – the contract, like the entire underground structure, is a risk. Primarily due to the lack of orders and under pressure of competition, however, the contractor is forced into signing such a contract and therefore does not expect general statements about the unsuitability of the contract resulting from the legal consultation. He expects a comprehensive assessment and explanation of these provisions including risk analysis of the contract and the procedure to eliminate them (i.e. risk management). Without joining knowledge





Obr. 3 FIDIC  
Fig. 3 FIDIC

a odpovídající znalosti práva na straně druhé proto právní poradenství nemůže být účinné. Za klíčové pro úspěšné vedení risk managementu lze považovat spojení kontinuálně pracujícího projektového manažera a včas zapojeného a s pravidly podzemního stavitelství obeznámeného právníka. Předpokladem zisku přidané hodnoty takové spolupráce je společně správně zvolená strategie, neboli stálý tah jedním směrem a za jeden provaz.

## VII. TRADIČNÍ ROZDĚLENÍ RIZIK Z POHLEDU SMLUVNÍCH PODMÍNEK FIDIC (RED BOOK)

Výstavbu tunelových staveb na území ČR v současnosti nejčastěji smluvně standardizují obchodní podmínky FIDIC, konkrétně jejich kniha „Red Book“ (červená). Podmínky FIDIC „Red Book“ se vyznačují vyrovnanou a decentralizovanou alokací rizik. Vztah založený na červené knize FIDIC obecně předpokládá, že objednatel dodává zadávací projektovou dokumentaci a zhotovitel zhotoví dílo vyprojektované objednatelem. Zhotovitel však musí dodat dílo řádně, tak jak stanoví smlouva. Ke splnění této povinnosti se od zhotovitele očekává, že k tomuto účelu je povinen zajistit patřičnou část realizační projektové dokumentace, tj. nemůže spoléhat pouze na část dodanou objednatelem. Skutečnost ovšem ukazuje, že objednatel toto pravidlo často svými dílčími a jednostranně účelovými úpravami smluvních dohod devaluje v neprospěch zhotovitele. Následující kapitoly se zabývají obecným rozdělením rizik v těchto smluvních podmínkách.

### VII.1 Rizika nesená z pohledu FIDIC (Red Book) objednatelem

Hlavní odpovědnost objednatele za zadávací projektovou dokumentaci stavby je spojená s pojmy „nepředvídatelné přírodní síly“ dle čl. 17.3 (Unforeseeable Forces of Nature) a „nepředvídatelné fyzické podmínky“ dle čl. 4.12 (Unforeseeable Physical Conditions). Tyto jevy tvoří samostatnou a pro podzemní stavitelství nejvýznamnější kategorií rizik nesených objednatelem. Pojem nepředvídatelný znamená takový, jenž nemůže být rozumně předvídan zkušným zhotovitelem v době podání nabídky. Sem patří např. zastížení od zadávací dokumentace odlišné třídy ražnosti, zastížení krasových jevů či problematika „omluvených“ či „neomluvených“ technických nadvýlomů.

Objednatel dále nese rizika spojená s jeho povinností obstarat povolení týkající se veřejnoprávních požadavků územního plánování a povolování staveb, např. stavebních povolení. Např. Městský soud v Praze rozhodl v dubnu 2009 o tom, že objednatel Hlavní město Praha ztratil stavební povolení na inženýrské síť, podzemní garáže Letná a objekty k nim přilehlé v části tunelu Královská obora (tunel mezi Špejcharem a Trójou). Podle platné smlouvy by měl objednatel dát zhotoviteli pokyn na zastavení výstavby těchto částí projektu a zhotovitel by měl mít adekvátně nárok na úhradu nákladů s tímto přerušením spojených. Dalším příkladem z mnoha může být rozestavěná část dálnice D8 – 805 Lovosice–Řehlovice s tunely Prackovice a Radejčín. Objednatel zde včas nezískal několik důležitých stavebních povolení a je rovněž smluvně odpovědný za odsunutí celkového termínu dokončení.

Další odpovědností objednatele je zajistit zhotoviteli právo vstupu na území staveniště a uhradit zhotoviteli náklady související s archeologickými nálezy.

Důležité riziko objednatele vyplývá z jeho odpovědnosti za rizika plynoucí z událostí označovaných jako „vyšší moc“, s nimiž se v Evropě 21. století setkáváme zatím zřídka, nicméně vyloučit je zcela nelze. Jsou to rizika války nebo jiných konfliktů, povstání, vojenského nebo politického převratu, občanské války a terorismu. Náleží jim i rizika výtržností, vzpour a nepokojů nezpůsobených zaměstnanci stavebního podniku. Dále rizika účinků radioaktivních nebo jiných záření, jaderných explozí nebo důsledky tlakových explozí či rizika tlakových vln způsobených letadly.

of specific conditions and the complexity of underground construction on one side and the corresponding knowledge of the law on the other side, legal consulting cannot be effective. For successful risk management, continual contact of the contractor's project manager and timely involvement of a lawyer with knowledge of underground construction is considered key. A prerequisite for obtaining the added value of this kind of collaboration is a correctly selected strategy, or constantly moving together.

## VII. TRADITIONAL RISK DISTRIBUTION IN TERMS OF FIDIC (RED BOOK) CONTRACTUAL TERMS AND CONDITIONS

Construction of tunnel structures in the Czech Republic is currently most often contractually standardised with FIDIC terms and conditions, specifically, their Red Book. FIDIC "Red Book" terms and conditions are characterised by the balanced and decentralised allocation of risks. The relationship based on the FIDIC red book generally presumes that the client will supply the tender documentation and the contractor will deliver the work required by client's design. However, the contractor must deliver the work properly, as stipulated in the contract. To fulfil this obligation, it is expected that the contractor is obliged to provide the relevant part of the detailed design documentation for this purpose, i.e. the part supplied by the client cannot be the only one relied upon. In reality though, the client often devaluates this rule by partial and unilateral modifications of contractual agreements at the expense of the contractor. The following chapters deal with the general distribution of risks in these contractual terms and conditions.

### VII.1 Risks borne by the client from the perspective of FIDIC (Red Book)

The main responsibility of the client for the contractual design documentation for construction is connected to the terms "unforeseeable forces of nature" pursuant to Article 17.3 and "unforeseeable physical conditions" pursuant to Article 4.12. These phenomena create an independent and the most important category of risks for the client for underground construction. The term unforeseeable means that it cannot be reasonably predicted by an experienced contractor when the bid is being submitted. These include, for example, encountering classes of excavation differing from the contractual documentation, encountering karst phenomena or issues of "avoidable" or "unavoidable" technical overbreaks.

The client further bears the risks related to their obligation to take care of permits concerning public requirements for town planning and permitting construction, e.g. building permits. For example, the Municipal Court in Prague decided in April 2009 that the building permit for utility networks, Letná underground garages and buildings surrounding them in the part of the Královská obora tunnel (the tunnel between Špejchar and Trója) issued to the client, the City of Prague, was cancelled. According to the valid contract, the client should have given the contractor instructions for stopping construction of these parts of the project and the contractor should have had the right to cover the costs related to this breach adequately. Another example of many could be the ongoing construction of part of the D8 – 805 Lovosice–Řehlovice motorway with the Prackovice and Radejčín tunnels. The client did not get several important construction permits here in time and is also contractually responsible for postponing the whole completion date.

A further client responsibility is to provide the contractor right of the entry to the building site and pay the costs to the contractor relating to archaeological discoveries.

An important risk for clients stems from their responsibility for risks arising from the event described as "force majeure", with which we have rarely come across in Europe in the 21st century, but it is not possible to neglect it entirely. These are risks of war or other conflicts, uprisings, military or political coups, civil war and terrorism. Here there are also risks of disturbances, riots and unrest not caused by employees of the construction company. There are also risks from the effects of radioactive or other radiation, nuclear explosions or the results of pressure explosions or the risk of pressure waves caused by aircraft.

We can also come across other risks regularly borne by the client in our terms and conditions. They are related, for example, to non-agreed usage of structures by the client, including the early use.

S dalšími riziky nesenými objednatelům se v našich podmínkách můžeme setkat běžně. Jsou spojená např. s nedohodnutým užíváním stavebních objektů objednatelům včetně předčasných užívání.

Následující rizika objednatelů vyplývají z časových dopadů změn díla, které nárokuje (claimuje) zhotovitel. Týkají se mimořádně nepříznivých klimatických podmínek, nedostatku lidských zdrojů způsobených epidemií apod. Zhotovitel může nárokovat i časové dopady změn v právních předpisech nebo dopady jiných kroků úřadů (např. ČBÚ) a jakýchkoli zpoždění, překážek nebo opatření, způsobených nebo příčinitelů objednatelů (správci stavby) nebo jeho zaměstnancům a spolupracovníkům.

V případě, že smlouva obsahuje ustanovení o úpravách cenových hladin (inflace, deflace), je riziko neseno oběma stranami podle jeho konkrétního nastavení. Podle standardního modelu může být celková cena díla kvůli změně ceny vstupů snížena i zvýšena.<sup>7)</sup>

### VII.2 Rizika nesená z pohledu FIDIC (Red Book) zhotovitelem

Obecně nese zhotovitel riziko za provedení stavby v souladu se smlouvou a projektem, tedy bez jakýchkoli vad, které je povinen odstranit jak během realizace, tak v záruční době (čl. 10.3, 11.1). Jednoduše řečeno musí stavbu dokončit řádně a včas, odborně, pečlivě a v souladu s obecně uznávanou praxí (čl. 7.1). Zhotovitel přitom nese nebezpečí škody na díle až do převzetí díla objednatelům, ačkoli objednatel je podle českého práva vlastníkem díla (čl. 17.2). Zjednodušeně řečeno je zhotovitel povinen chránit, hlídat a zabezpečovat stavbu, ačkoli patří někomu jinému (objednatelům).

Zhotovitel je navíc odpovědný za přiměřenost, stabilitu a bezpečnost veškerých operací na staveništi a veškerých metod výstavby (čl. 4.1). Týká se to i rizik souvisejících s možným úrazem, onemocněním, chorobou nebo smrtí, k nimž došlo v důsledku prací zhotovitele (či v důsledku jeho projektové dokumentace) a rizik z porušení jeho smluvních a zákonných povinností obecně.

Pokud zhotovitel projektuje část díla, nebo je jeho povinností upřesňovat zadávací projektovou dokumentaci objednatelů prostřednictvím realizační projektové dokumentace (RDS), nese zhotovitel rizika s RDS spojená (čl. 4.1).

Do té míry, do jaké je to možné vzhledem k nákladům a času pro přípravu nabídky, nese zhotovitel také riziko vyplývající z nebezpečí nedostatečnosti údajů o staveništi (čl. 4.10), a to z hlediska:

- povahy staveniště včetně geotechnických podmínek,
- hydrologických a klimatických podmínek,
- rozsahu povahy práce a vybavení nutného pro provedení a dokončení díla a odstranění všech vad,
- právních předpisů, postupů a pracovní praxe v příslušné zemi,
- požadavků stavebního podnikatele na: ubytování, zařízení zhotovitele, zaměstnance a spolupracovníky, energii, dopravu, vodu a další služby,
- riziko z nebezpečí nezajištění energie, vody a dalších potřebných služeb.

Zhotovitel nese rovněž riziko z nebezpečí nedostatečnosti akceptované ceny, ovšem pouze vzhledem k možnostem, nákladům a času, které měl pro přípravu nabídky (čl. 4.11).

Standardně bývá celková odpovědnost zhotovitele omezena (mimo některé případy) výší jeho nabídkové ceny. Posouzení platnosti takového omezení je nutné hodnotit podle konkrétní smlouvy, stavebního projektu a rozhodného práva.<sup>8)</sup>

### VIII. MIMOŘÁDNÉ UDÁLOSTI A JEJICH POSUZOVÁNÍ

Samotný termín „mimořádná událost“ již v sobě nese podtext něčeho, co se stát nemělo, nebo naopak co se stát mělo a nestalo se. Potud je náhled na věc z pozice povrchového i podzemního stavitelství stejný. Přesto má podzemí, a s ním spojená lidská činnost zakládající možnost vzniku mimořádné události řadu styčných míst, se kterými se na povrchu nesetkáme.

Prvním fenoménem je přírodní neurčitost prostředí a z toho vznikající předpoklady realizace, kde modelováním na bázi předběžných dat vznikají statické výpočty a tím určité konstrukce, které mají zajistit bezpečnost prováděného díla. Za tohoto předpokladu nemusí každý statický výpočet neboli statik dojít při stejném zadání projektu ke stejnému výsledku.

Druhým fenoménem je lidský faktor a jeho činnost. Ne snad že by v případě pozemního stavitelství neovlivňoval kvalitu, resp. nekvalitu prováděného díla, ale míra jeho vlivu a v konečném důsledku i četnost a význam jeho zásahu je násobně vyšší.

The following risks for the client arise from the temporal effects of changes in works claimed by the contractor. They concern extraordinary adverse climate conditions, insufficient human resources caused by epidemics, etc. The contractor may also claim for the temporal effect of changes in legislation or the impact of other administrative steps (e.g. the CMA) and any delays, obstacles or measures caused or attributable to the client (construction administrator) or the client's employees and collaborators.

If the contract contains provisions about amendments to price levels (inflation/deflation), the risk is borne by both parties according to the specific stipulations. According to the standard model, the total price of work due to a change in price of inputs can be decreased or increased.<sup>7)</sup>

### VII.2 Risks borne by the contractor from the perspective of FIDIC (Red Book)

Generally, the contractor bears the risk for implementing construction in accordance with the contract and design, i.e. without any defects, which it is obliged to remove during implementation and/or in the guarantee period (Articles 10.3, 11.1). Simply put, the construction must be completed properly and in a timely manner, professionally, carefully and in accordance with generally accepted practice (Article 7.1). Meanwhile, the contractor bears the danger of damage to the work until the client accepts the work, although the client, according to Czech law, is the owner of the works (Article 17.2). Simply put, the contractor is obliged to protect, guard and secure the construction, although it belongs to someone else (the client).

Furthermore, the contractor is responsible for the adequacy, stability and safety of all operations on the building site and all construction methods (Article 4.1). It also concerns the risks related to possible injury, illness, disease or death occurring as a result of the contractor's work (or as a result of their design documentation) and the risks from breaching their contractual and legal obligations in general.

If the contractor plans part of the work, or their obligation is to further modify the final design documentation supplied by the client according to the detailed design documentation (RDS), the contractor bears the risks related to the detailed design (Article 4.1).

In so far as how it is possible regarding the costs and time to plan a bid, the contractor also bears the risk arising from the danger of insufficient data about the building site (Article 4.10) from the perspective of:

- the nature of the site, including geotechnical conditions,
- hydrological and climate conditions,
- the scope and nature of the works and equipment needed to implement and complete the work and remove all defects,
- legislation, procedures and work practices applicable in the relevant country,
- requirements for the construction company for: accommodation, the contractor's equipment, employees and collaborators, energy, transportation, water and other services,
- the risk associated with the danger of failing to secure energy, water and other necessary services.

The contractor also bears the risk from the danger of inadequacy of the accepted price, but only with regard to the possibilities. costs and time he had available to prepare the bid (Article 4.11).

As standard, the entire responsibility of the contractor is usually limited (except for certain cases) by the size of the bid price. The validity of this limitation must be assessed according to the specific contract, construction design and the applicable law.<sup>8)</sup>

### VIII. INCIDENTS AND THEIR ASSESSMENT

The term "incident" itself already carries a subtext of something that was not supposed to happen, or conversely, one that should have happened but did not. So far, the view of the matter from the position of surface and underground construction is the same. Despite this, the underground and the related human activities establishing the chance for an incident to occur have a range of interfaces that we do not come across on the surface.

The first phenomenon is the natural environmental uncertainty and the resulting implementation expectations, where structural calculations are carried out on the basis of preliminary data, and certain structures originate which ought to provide the safety of the works. With this assumption, not each structural calculation or



Obr. 4 Blanka tunel Brusnice – mimořádná událost 5. 7. 2010 (archiv Metrostav a. s.)

Fig. 4 Blanka Tunnel Brusnice – collapse on 5 July 2010 (Metrostav a. s. archives)

Průsečík obou fenoménů ovlivňuje výsledek povrchového stavitelství pouze v oblasti zakládání staveb, a to ještě s velmi dobrou možností komfortně získané informace geologického průzkumu z daného izolovaného místa. Naproti tomu průsečík obou fenoménů podzemního stavitelství ovlivňuje výsledek podzemního díla v celém jeho obsahu a čase realizace. Povrchový projekt se od kóty  $\pm 0$  staví jako exaktní skládačka podle jasného návodu, resp. projektu. Podzemní projekt ovšem stále pod kótou  $\pm 0$  musí oproti tomu stavět kreativně se stálou vazbou na právě zastížené geotechnické podmínky, na které musí projekt, resp. technologický postup často reagovat.

Z podstaty a popisu věci je patrné, že riziko vzniku havárie, resp. mimořádné události je v případě podzemního stavitelství násobně větší a současně při jejím vzniku je určení jejích příčin mnohem obtížnější a někdy i ne zcela objektivně a jednoznačně možné.

O úspěchu či neúspěchu díla většinou rozhoduje základní dodavatelský trojúhelník investor, projektant a zhotovitel. Kvalita spolupráce tohoto jednoduchého geometrického obrazce má také jistě fundamentální vliv na výši pravděpodobnosti vzniku mimořádné události, a když již taková vznikne, je většinou právě nalezena určitá míra zavinění v každém vrcholu tohoto trojúhelníku, pravda pokaždé v jiné míře parity viny.

Jisté se můžou objevit i zcela zřejmé a fatální příčiny vzniku mimořádné události, které jednoznačně míří pouze k jednomu vrcholu trojúhelníku. V takovém případě bude jistě tato příčina v důsledku v našich zemích příslušným báňským úřadem vyšetřena a tak i posouzena, ale doposavad zjištěná praxe o takové jednoznačnosti zatím nehovoří.

Z těchto a možná i mnoha jiných důvodů se snad jako jedinou jasnou a spravedlivou dělbou míry zavinění při vzniku mimořádné události snažme hledat na úplném počátku vzniku dodavatelského trojúhelníku. Někde v období prvního investičního záměru, prvních studií, projektových návrhů, geotechnických průzkumů, tedy v období vzniku předpokladu jak realizovat dané podzemní dílo. Všechny tyto cíle se potom většinou pomocí veřejné soutěže transformují do konkrétních realizačních podmínek. A právě zde nastupuje třetí a možná nejdůležitější fenomén podzemního stavitelství, a to smlouva o dílo se svými pravidly. Právě zde je založena možná jedinečná a správná možnost spravedlivého rozdělení míry zavinění předem a bez dalšího. Jako nástroj pro dosažení tohoto cíle slouží dělba míry rizika, a to pravděpodobně v přímém úměře s výší smluvní ceny. Jinými slovy přebere-li zhotovitel smluvně 100 % míry rizika, má k tomu přiřadit asi také adekvátní navýšení ceny díla právě jako cenu převzatého rizika a opačně. Při volbě sdílené míry rizika mezi investorem a zhotovitelem by vše mělo být jednoznačně popsáno a rozděleno. V důsledku a závěrem by pak adresát zavinění vzniku každé mimořádné události mohl být ztotožněn se smluvně přiznanou odpovědností za dané riziko, které tuto událost zapříčinilo.

Potud se dá s výše uvedeným souhlasit, anebo polemizovat. Jisté ale je, že ve skutečnosti vše probíhá jinými cestami a předem stanovená možnost měřitelnosti zavinění se většinou ztrácí. Uvedenému trendu mimoděk přispívá i charakter veřejných soutěží, který tuto možnost i za přispění litého konkurenčního boje soutěžících firem deformuje. V těchto podmínkách nám tak pravděpodobně i nadále nezůstane jiná

structural engineer will come to the same result with the same design specifications.

The second phenomenon is the human factor and its effect. It certainly affects the quality or lack of quality of the construction works carried out on the surface, but the measure of its impact and the end result and frequency and meaning of its intervention is several times higher.

The intersection of both phenomena has an influence on the result of the surface construction only in the area of the foundations, still with very good possibilities to get information from the geological survey from the given isolated location comfortably. In contrast, the intersection of both phenomena for underground construction influences the result of the underground work in the total content and time of implementation. The surface structure is built from the  $\pm 0$  level as an precise assembly unit according to clear instructions or a design. In contrast, the underground structure found still under the  $\pm 0$  level must be built creatively with a constant link to the actually encountered geotechnical conditions, to which the design or technological procedure has often to react.

From the nature and description of the matter, it is clear that the risk of an accident or incident occurring in the case of underground construction is several times higher, and, in the case an incident happens, determining the causes is far more problematic and sometimes not entirely objectively and clearly possible.

Most of the time, the basic triangle formed by the client, designer and contractor make the decision about the success or failure of the work. The quality of cooperation of this simple geometric image also has a clear fundamental impact on the probability of an incident, and when such an incident happens, some degree of guilt is most often found at each point of this triangle; of course, with a different level of parity of faults.

Obviously, entirely clear and fatal reasons for an incident to occur which clearly point to only one point of the triangle can also appear. In such a case, this reason will clearly be investigated as a result by the relevant mining authority in our countries and therefore also assessed, but the practice ascertained so far has not met such clarity yet

For these and possibly many other reasons, we should try to look for the only clear and correct distribution of the degree of fault when an incident occurs at the very beginning of the project managing triangle. We must search for incidents at the moment when the triangle is being established, in the stage of the first project concept, first studies, design proposals, geotechnical surveys, i.e. the period during which assumptions are developed about how to implement the given underground work. All these aims then mostly, using the public competition, transform into specific implementation conditions. And this is where the third and possibly most important phenomenon of underground construction comes in, the contract for works with its rules. It is here where possibly a unique and correct option for the right distribution of the degree of fault in advance and without any further exists. As a tool for achieving this aim, there is the division of the level of risk, probably in direct proportion to the amount of the contractual price. In other words, if the contractor takes on 100% of the degree of the risk contractually, it should probably also increase the price of the work adequately to the price of the assumed risk, and vice versa. When selecting the shared level of risk between the investor and contractor, it should all be clearly described and distributed. As a result and in conclusion, the recipient of the fault of the occurrence of every incidence could be identified with contractually awarded responsibility for the given risk, which caused this event.

As such, it is possible to consent to the above or argue it. However, it is clear that in reality it all takes place along other paths and the pre-set possibility for measurability of the fault is mostly lost. Unwittingly, the nature of public competitions also contributes to the given trend, deforming this possibility even with the assistance of a fierce competitive fight between competing companies. In these conditions therefore, we are probably still not left with any other option than to accept the fact that long-term speculations about the existing discussions about the degree and adresse of the faulting party will continue.

## IX. CONCLUSION

Differences in legal regulations for construction of underground structures, some of which are discussed in this article, are topic with

možnost než se smířit s tím, že dlouhotrvající dohady o míře a adrese zavinění příčin vzniku mimořádné události budou i nadále pokračovat.

## IX. ZÁVĚR

Odlíšnosti právní regulace výstavby podzemních staveb, o některých z nich pojednává i tento článek, jsou materií, se kterou je jistě potřeba dále pracovat a dále ji rozvíjet, stejně tak jako se mění a rozvíjí tato právní regulace sama. Samotný článek nemohl mít ambici dát návod něco změnit, ale mohl snad upozornit na některé oblasti našeho profesního konání, které by si zamyšlení nebo změnu zasloužily. Autoři článku mezi tyto oblasti zamýšlení radí zejména:

### 1. Jsou naše zažitá pravidla a zvyklosti stále tím nejspornějším řešením?

Každá lidská cyklicky se opakující činnost má trend najít si stálý algoritmus pro své řešení. V transformaci do našeho prostředí se proto musíme sami sebe zeptat, zda má naše dosavadní získaná zkušenost stálou platnost či nezměněnou hodnotu správnosti. Jsou pro nás naše zažité vzorce chování i nadále tou nejlepší cestou současnosti, resp. budoucnosti, nebo je nutné na této cestě něco změnit?

### 2. Spolupracuje efektivně vazba právník – technik?

Tato výzva ke spolupráci naopak ve svém přístupu svoji pravidelnost a stálost vyžaduje. Spojení erudovaného právníka a odborně specializovaného technika po celou dobu trvání projektu musí nutně přinést jistotu zisku přidané hodnoty, např. při práci s riziky.

### 3. Umíme správně právně nakládat s provázanou hodnotou čas = peníze?

Tato otázka není cílena do efektivity vlastního provádění podzemního díla, ale naopak do jeho okolí, které tento proces ovlivňuje. Zde se dostáváme do lineární závislosti řady organizací, institucí a procesů, jejímž společným jmenovatelem je lidský faktor, který přímo a nebo nepřímo ovlivňuje vlastní provádění podzemního díla, a to bez zřejmé vazby odpovědnosti za efektivitu většinou státem vynaložených prostředků. Často i v dobré víře je tento proces takto komplikován, prodlužován a v konečném důsledku tedy prodražován.

### 4. Potřebují podzemní stavby nezávislé posouzení?

Každý to známe, něco děláme už roky stejně, pak přijde někdo druhý a zjistí, že jsme to mohli dělat lépe. Je to princip nezávislého a nezatíženého posouzení správnosti našeho konání, tedy pohled dalšího nezastřehného pohledu, nebo chcete-li supervize. Zde pravděpodobně není otázkou zda supervizi ano, nebo ne, ale otázkou je, jak supervizi včlenit do základní geometrie dodavatelského trojúhelníku investor – projektant – zhotovitel.

Právní vědomí je disciplínou, která vědomě a někdy i nevědomě ovlivňuje správnost našeho konání v profesním i soukromém životě. Proto si přejme, aby jeho zvýšená vážnost a úroveň v případě podzemního stavitelství umožnila získat i lepší jistotu v jeho spravedlivém a jasném posuzování.

## POZNÁMKA:

<sup>1)</sup> Používání vzorových obchodních podmínek smlouvy vytvořené Mezinárodní federací konzultačních inženýrů (Fédération Internationale Des Ingenieur-Conseils – FIDIC) je v české i mezinárodní praxi značně rozšířené. Jelikož ovšem podmínky FIDIC mají svůj původ v praxi anglo-amerického práva, některá jejich ustanovení nejsou dosud plně přizpůsobena českému právnímu řádu, jeho institutům a vžitému stavebnímu názvosloví. Výklad některých ustanovení se proto v některých případech může jevit jako nejednoznačný.

ING. BORIS ŠEBESTA, [sebesta@metrostav.cz](mailto:sebesta@metrostav.cz),  
MGR. DAVID HRUŠKA, [david.hruska@metrostav.cz](mailto:david.hruska@metrostav.cz),  
METROSTAV a. s.

Recenzoval: Mgr. Petr Hocký

which it is clearly necessary to work on further and continue to develop it, as the legal regulation itself changes and develops. The article itself could not have the ambition to give instructions to change something, but it could perhaps warn of certain areas of our professional actions which deserve to be considered or changed. The article's authors include primarily the following in this area of consideration:

### 1. Are the regulations and practices that we experience still the best solution?

Every cyclical human activity has the trend to find a permanent algorithm for its solution. In the transformation to our environment, we must therefore ask ourselves whether our experience obtained so far is still applicable and not changed value of correctness. Are our experienced behaviour patterns also the best path currently or in future, or is it necessary to change something on this path?

### 2. Does the link between lawyer and technician work efficiently together?

This call to cooperate, in contrast, requires its correctness and permanency in its approach. Linking a knowledgeable lawyer and specialist engineer for the duration of the project implementation should bring certainty of gaining an added value, e.g. with risk work.

### 3. Can we correctly legally work with the linked value of time = money?

This question is not targeted on the efficiency of implementation of the underground work itself, but in contrast on the surroundings influencing this process. Here we get to the linear dependence of many organisations, institutions and processes, whose common denominator is the human factor, which directly or indirectly influences the actual implementation of underground works, without a clear link to responsibility for the efficiency of the majority of state funds spent. This process is complicated in this way often even in good will, extended and finally also made more expensive.

### 4. Do underground structures need an independent assessment?

We all know the feeling – we do something the same way for years, then someone else comes along and finds out that we could have been doing it better. It is the principle of the independent and unburdened assessment of the correctness of our actions, so the perspective of another undisguised view, or if you prefer, supervision. Here is probably not a question whether to have supervision or not, but the question is how supervision can be integrated into basic geometrical shapes, the client, designer and contractor.

Legal consciousness is a discipline which consciously and sometimes unconsciously influences the correctness of our actions in professional and private life. Therefore we hope its increased level of seriousness and level in the case of underground construction allows a greater level of certainty in its correct and clear assessment.

## NOTE:

<sup>1)</sup> Using sample business terms and conditions for a contract created by the International Federation of Consulting Engineers (Fédération Internationale Des Ingenieur-Conseils – FIDIC) is a widespread Czech and international practice. However, since the FIDIC conditions have their origins in the practice of Anglo-American law, some of their provisions are not yet fully adapted to Czech legal code, its institutions and established building terminology. Interpretation of some provisions can therefore appear unclear in some circumstances.

ING. BORIS ŠEBESTA, [sebesta@metrostav.cz](mailto:sebesta@metrostav.cz),  
MGR. DAVID HRUŠKA, [david.hruska@metrostav.cz](mailto:david.hruska@metrostav.cz),  
METROSTAV a. s.

## LITERATURA / REFERENCES

- 2) ALDORF, J. a kol. *Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR*. 1. vyd., Praha : Český tunelářský komitét ITA-AITES pro vlastní potřebu, 2006. s. 20.
- 3) Srovnej OLERÍNY, M. *Řízení stavebních projektů*. Claimový management. 1. vyd. Praha : C. H. Beck, 2005. s. 87.
- 4) Více v ROZSYPAL, A. *Překážky pro širší uplatnění metody řízení rizik v české inženýrské praxi*. *Stavebnictví*, 2010, č. 2, s. 44-49.
- 5) Viz také OLERÍNY, M. *Řízení stavebních projektů*. Claimový management. 1. vyd. Praha : C. H. Beck, 2005. s. 186-187.
- 6) OLERÍNY, M. *Řízení stavebních projektů*. Claimový management. 1. vyd. Praha : C. H. Beck, 2005. s. 191.
- 7) Viz také KLEE, L. *Alokace rizik ve smluvních podmínkách*. *Stavitel*, 2008, č. 1, s. 24-26.
- 8) Tamtéž

# URČENÍ PŘETVÁRNÝCH VLASTNOSTÍ A STAVU NAPĚTÍ V PRŮŘEZU OCELOBETONOVÉHO OSTĚNÍ

## DETERMINATION OF DEFORMATIONAL PROPERTIES AND STATE OF STRESS IN A STEEL-REINFORCED CONCRETE LINING CROSS SECTION

KAREL VOJTASÍK, EVA HRUBEŠOVÁ, MAREK MOHYLA, JANA STAŇKOVÁ

### ÚVOD

Ocelobetonové (OCB) konstrukce primárních ostění podzemních děl, tunelů a kolektorů jsou dnes nejrozšířenější formou stabilizace horninového prostředí, obklopujícího výrub/výlom díla. Použití této technologie k zajištění prostoru výrubu je vhodné zejména v geotechnických podmínkách parciální stability horninového prostředí. Parciální stabilita, krátkodobá autostabilita horninového prostředí je nezbytná pro instalaci ocelobetonové konstrukce ostění.

Základem ocelobetonové konstrukce primárních ostění jsou stříkaný beton a dva typy ocelových prvků, které doplňují a napomáhají k naplnění stabilizační role stříkaného betonu. Jsou jimi ocelové rámy, konstruované z prutů různých typů průřezů (příhradové, válcované, svařované, důlní, apod.), a ocelová mřížovina.

Ocelové prvky vytváří okamžitou stabilizační reakci. Stříkaný beton integruje ocelové prvky s horninovým masivem. Integrace zajišťuje součinnost konstrukce OCB ostění s horninovým masivem, efektivní využití jak únosnosti konstrukce ostění, tak mobilizaci stabilizačního potenciálu horninového prostředí. Stříkaný beton je příčinou, že OCB ostění má proměnlivý charakter, který plyne ze dvou okolností. Prvá je objektivní a souvisí s tuhnutím betonové směsi. Druhá, konstrukční, souvisí s prováděním OCB ostění, kdy stříkaný beton je aplikován postupně, nástřikem ve dvou nebo i několika vrstvách. Mezi nástřikem jednotlivých vrstev je zpravidla 24hodinový časový odstup. Uvedené okolnosti jsou příčinou, že parametry, a tím i únosnost OCB ostění se během výstavby vyvíjí až do okamžiku, kdy je ukončeno tvrdnutí betonu. Tento rys OCB ostění má mimořádný význam pro stabilizaci horninového prostředí. Postupný nárůst tuhosti OCB ostění dovoluje uvolňování napětí z horninového prostředí. Po provedení výlomu a po bezprostředním vybudování ocelobetonového ostění rozhodující roli sehrávají ocelové elementy. Mřížovina zapažuje výrub, ocelové rámy vytvářejí stabilizační reakci. Vrstva stříkaného betonu plní roli dokonalé základky. Nízká tuhost OCB ostění nebrání uvolnění napětí v hornině kolem výlomu díla. Tuhost a únosnost OCB ostění je v tomto okamžiku dána deformačními a pevnostními parametry ocelových elementů. V této fázi zpravidla dochází k významnému uvolnění napětí z horninového prostředí. V dalším průběhu se tvrdnoucí betonová vrstva začíná uplatňovat při vytváření stabilizační reakce OCB ostění. Konec růstu stabilizační reakce OCB ostění je podmíněn ukončením procesu tvrdnutí stříkaného betonu. Pracovní (deformační) charakteristika OCB ostění je dána vývojem tuhosti (modulu pružnosti) průřezu OCB ostění.

Navržená metoda je založená na analytických vztazích, které dovolují charakterizovat komplexní vícevrstvou prstencovou strukturu jedinou hodnotou modulu pružnosti. Tato metoda je alternativou standardních teorií posuzování železobetonových průřezů nebo numerických metod, které v protikladu k navrženému analytickému přístupu usilují o postižení všech prvků komplexu v jejich skutečných parametrech.

### TEORIE SPOLUPRACUJÍCÍCH PRSTENCŮ

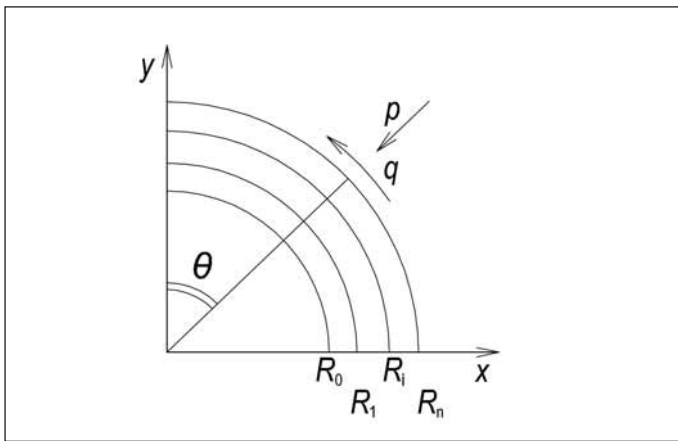
Algoritmus pro stanovení kvazihomogenního modulu pružnosti kruhového nehomogenního výztužného prstence vychází z analytického

### INTRODUCTION

Steel-reinforced concrete (SRC) structures of primary linings of underground workings, tunnels and utility tunnels are today the most spread form of stabilising a ground environment surrounding excavated openings. The use of this technology for stabilisation of excavation is suitable first of all in the conditions of partial stability of the ground environment. Partial stability, short-term autostability of the ground environment is necessary for the installation of the steel-reinforced concrete lining structure.

Basic components of a steel-reinforced concrete primary lining structure are shotcrete and two types of steel elements, which are added to the concrete and help it in fulfilling its stabilisation role. These elements are steel frames constructed from various types of beams (lattice, rolled, welded, colliery etc.) and steel mesh.

The steel elements create an immediate stabilisation reaction. Sprayed concrete integrates steel elements with rock mass. The integration secures a composite action of the SRC lining structure with the rock mass, the effective use of both the load-bearing capacity of the lining structure and the mobilisation of the stability potential of the rock mass. The sprayed concrete is the cause why the SRC lining has a variable character following from two conditions. The first one is objective, associated with the process of setting of concrete mix. The other one is structural, associated with the installation of SRC lining, where shotcrete is applied in steps by spraying two or even several layers. A time lag of 24 hours is usually between the applications of individual layers. The above-mentioned circumstances are the cause that the parameters, thus also the load-bearing capacity of the SRC lining, develop till the moment when the concrete setting is finished. This feature of the SRC lining is exceptionally important for the stabilisation of ground environment. The gradual increase in the SRC concrete lining stiffness makes releasing of stress from the ground environment possible. The steel elements play the deciding role after the completion of the excavation and immediately after the erection of the steel-reinforced concrete primary lining. The mesh braces the excavation and the steel frames create a stabilisation reaction. The layer of sprayed concrete fulfils the role of perfect packing. The low stiffness of the SRC lining does not prevent the stress in the ground around the excavated opening from releasing. At this moment, the stiffness and load-bearing capacity of the SRC lining is given by deformational and strength-related parameters of the steel elements. In this phase, significant releasing of stresses from the ground environment usually takes place. During the next course of the process, the hardening shotcrete layer starts to assert itself in the creation of the stabilisation reaction of the SRC lining. The end of the growth of the stabilisation reaction of the SRC lining is conditioned by the end of the sprayed concrete hardening process. The working (deformational) characteristic is given by the development of stiffness (modulus of elasticity) of the SRC lining cross section. The proposed method is based on analytic relationships, which allow the complex multi-layer ring structure to be characterised by a single value of modulus of elasticity. This method is an alternative to standard theories on assessing reinforced concrete sections or numerical methods, which, as opposed to the proposed analytic approach, strive for involving all elements of the complex using real values of the parameters.



Obr. 1 Základní výpočetní schéma  
Fig. 1 Basic calculation scheme

modelu pro výpočet napěťo-deformačního stavu ve vícevrstevném kruhovém prstenci, který byl formulován Bulyčevem (Bulytchev, 1982). Tento analytický model využívá teorii analytických funkcí komplexní proměnné, teorii komplexních potenciálů a funkce Kolosova. Algoritmus vychází z předpokladu, že se vnější zatížení (normálové i smykové) přenáší jednotlivými vrstvami pomocí tzv. přenosových koeficientů, které obecně plynou z podmínky spojitosti deformací na jednotlivých kontaktech vrstev výztuže. Tyto přenosové koeficienty jsou funkcemi tloušťky vrstev a přetvárných charakteristik materiálů vrstev (Poissonovo číslo, modul pružnosti). Metoda vychází z následujícího tvaru vnějšího zatížení (obr. 1):

$$p = p_n = p_0 + p_2 \cos 2\theta$$

$$q = q_n = q_2 \sin 2\theta$$

$p_0$  – radiálně symetrická složka normálového vnějšího zatížení  
 $p_2$  – radiálně nesymetrická složka normálového vnějšího zatížení

$q_2$  – složka vnějšího tangenciálního zatížení.

Napětí  $p_k, q_k$  na jednotlivých kontaktech vrstev jsou definována pomocí přenosových koeficientů následujícími vztahy:

$$p_k = p_0(k) + p_2(k) \cos 2\theta$$

$$q_k = q_2(k) \sin 2\theta$$

$$p_0(k) = \left( \prod_{i=k+1}^n K_{0i}(i) \right) p_0$$

$$\begin{pmatrix} p_2(k) \\ q_2(k) \end{pmatrix} = \left[ \prod_{i=k+1}^n \begin{pmatrix} K_{pp}(i) & K_{pq}(i) \\ K_{qp}(i) & K_{qq}(i) \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} p_2 \\ q_2 \end{pmatrix}$$

kde  $K_0(i), K_{pp}(i), K_{pq}(i), K_{qp}(i), K_{qq}(i), i=1, \dots, n$  jsou přenosové koeficienty přes  $i$ -tou vrstvu výztuže (přenosové koeficienty přes první /vnitřní/ vrstvu jsou rovny nule).

Takto vyjádřeným hodnotám radiálních napětí na jednotlivých kontaktech vrstev pak odpovídají tangenciální napětí a posuny na kontaktech vrstev. Pro radiálně symetrickou složku posunů na vnějším povrchu  $k$ -té vrstvy platí vztah:

$$u_0(k) = \frac{R_k}{4G_k(c_k^2 - 1)} \left( p_0(k)d_1' - p_0(k-1)d_2' \right)$$

$$c_k = \frac{R_k}{R_{k-1}}, \kappa_k = 3 - 4\mu_k \quad (1)$$

$$d_1' = c_k^2(\kappa_k - 1) + 2, d_2' = \kappa_k + 1$$

Tangenciální napětí na vnitřním a vnějším obryse výztužného prstence lze vyjádřit následovně:  
vnitřní obrys  $k$ -té vrstvy:

$$\sigma_\theta(k, \text{vnitřní}) = p_0(k)m_1 - p_0(k-1)m_2$$

## COACTING RINGS THEORY

The algorithm for determining a quasi-homogeneous modulus of elasticity of a circular reinforcing ring is based on an analytical model for calculating a stress-strain state in a multilayer ring, which was formulated by Bulytchev (Bulytchev, 1982). This analytical model uses the theory of analytic functions of a complex variable, the theory of complex potentials and Kolosov functions. The algorithm is based on the assumption that external loads (normal and shear ones) acting on the ring are transferred between individual layers by means of the so-called transfer coefficients, which generally follow from the condition of continuity of deformations at individual contacts between reinforcement layers. These transfer coefficients are functions of the thickness of layers and deformational characteristics of materials of the layers (Poisson's ratio, elastic modulus). The method is based on the following form of the external load (see Fig. 1):

$$p = p_n = p_0 + p_2 \cos 2\theta$$

$$q = q_n = q_2 \sin 2\theta$$

$p_0$  – radially symmetric component of normal external load  
 $p_2$  – radially asymmetric component of normal external load  
 $q_2$  – component of external tangential load.

Stresses  $p_k, q_k$  on individual contacts between layers are defined by means of transfer coefficients by the following relationships:

$$p_k = p_0(k) + p_2(k) \cos 2\theta$$

$$q_k = q_2(k) \sin 2\theta$$

$$p_0(k) = \left( \prod_{i=k+1}^n K_{0i}(i) \right) p_0$$

$$\begin{pmatrix} p_2(k) \\ q_2(k) \end{pmatrix} = \left[ \prod_{i=k+1}^n \begin{pmatrix} K_{pp}(i) & K_{pq}(i) \\ K_{qp}(i) & K_{qq}(i) \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} p_2 \\ q_2 \end{pmatrix}$$

where  $K_0(i), K_{pp}(i), K_{pq}(i), K_{qp}(i), K_{qq}(i), i=1, \dots, n$  are transfer coefficients through the  $i$ th layer of reinforcement (transfer coefficients through the first (inner) layer are equal to zero).

Tangential stresses and displacements on contacts between the layers correspond to the values of radial stresses on individual contacts between layers expressed in this way. The following relationship applies to the radially symmetric component of displacements on the outer surface of a  $k$ th layer:

$$u_0(k) = \frac{R_k}{4G_k(c_k^2 - 1)} \left( p_0(k)d_1' - p_0(k-1)d_2' \right)$$

$$c_k = \frac{R_k}{R_{k-1}}, \kappa_k = 3 - 4\mu_k \quad (1)$$

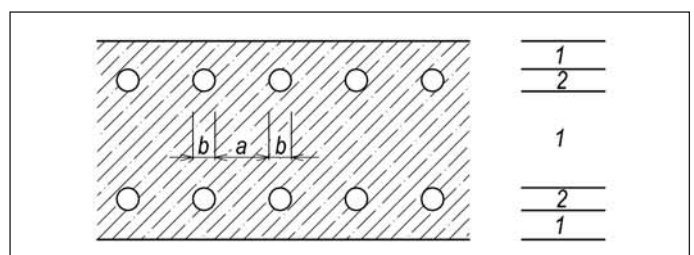
$$d_1' = c_k^2(\kappa_k - 1) + 2, d_2' = \kappa_k + 1$$

Tangential stresses on the inner and outer contour of the reinforcing ring can be expressed as follows:  
inner contour of a  $k$ th layer:

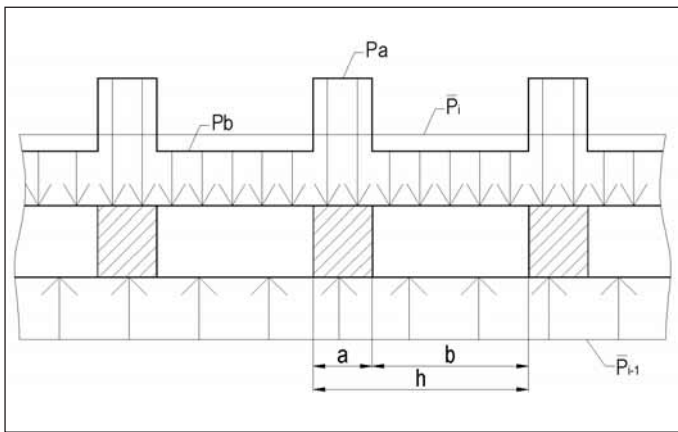
$$\sigma_\theta(k, \text{inner}) = p_0(k)m_1 - p_0(k-1)m_2$$

outer contour of  $k$ th layer:

$$\sigma_\theta(k, \text{outer}) = p_0(k)m_1' - p_0(k-1)m_2'$$



Obr. 2 Schéma dělení ostění na jednotlivé vrstvy  
Fig. 2 Scheme of the division into individual layers



Obr. 3 Schéma přerozdělení radiálních napětí v nehomogenním prstenci  
Fig. 3 Scheme of redistribution of radial stresses in an inhomogeneous ring

vnější obrys k-té vrstvy:

$$\sigma_{\theta}(k, \text{vnější}) = p_0(k)m'_1 - p_0(k-1)m'_2$$

kde

$$m_1 = \frac{2c^2}{c^2-1}, m_2 = \frac{c^2+1}{c^2-1}, m'_1 = m_2, m'_2 = \frac{2}{c^2-1}, c = \frac{R_k}{R_{k-1}} \quad (2)$$

Uvedená výpočetní metodika je základem pro stanovení kvazi-homogenního modulu pružnosti nehomogenního ostění. Nehomogenní ostění s vnitřními vložkami z odlišného materiálu (např. ocelové vložky) lze totiž rozdělit na jednotlivé dílčí vrstvy, z nichž některé jsou vrstvy homogenní (tři vrstvy označené 1 na obr. 2), některé jsou nehomogenní s pravidelně se střídajícími dílčími tuhostně odlišnými oblastmi (výplň, vložka) (dvě vrstvy označené 2 na obr. 2). Celé toto ostění tak může být považováno za speciální případ vícevrstvého ostění a pro stanovení napěťo-deformačního stavu lze tedy vycházet z již zmíněného algoritmu pro řešení vícevrstevných prstenců.

Výpočetní postup pro stanovení kvazihomogenního modulu pružnosti nehomogenního ostění lze rozdělit do dvou dílčích kroků:

1. stanovení dílčího kvazihomogenního modulu pružnosti v jednotlivých dílčích nehomogenních vrstvách, ve kterých jsou instalovány ocelové vložky,
2. stanovení celkového kvazihomogenního modulu pružnosti pro celý prstencový ostění.

### STANOVENÍ DÍLČÍHO KVAZIHOMOGENNÍHO MODULU PRUŽNOSTI V DÍLČÍ NEHOMOGENNÍ VRSTVĚ

Tvar pro vyjádření dílčího kvazihomogenního modulu pružnosti dílčí nehomogenní vrstvy plyne ze základního předpokladu, že radiální posunutí na kontaktních plochách jednotlivých vrstev je identické jak v případě kontaktu s vložkou, tak v případě kontaktu s výplní. Napětí na jednotlivých kontaktech však, na rozdíl od posunů, vykazují nespojitý průběh (obr. 3), v tužších prvcích systému (např. ocelové vložky) s určitým modulem pružnosti  $E_a$  se napětí koncentrují, v poddajnějších částech (výplň), charakterizovaných modulem pružnosti o velikosti  $E_b$ , jsou napětí nižší (Poissonova čísla považujeme v obou materiálech za identická). Průměrná radiálně symetrická složka normálového napětí  $p_i^*$  v této nehomogenní vrstvě i odpovídá stanovovanému dílčímu kvazihomogennímu smykovému modulu pružnosti  $G^*$ , napětí pa odpovídající vložkám a napětí  $p_b$  ve výplni lze dle vztahů Fotievové vyjádřit vztahy:

$$p_a = p_i^* \left(1 + \rho \frac{h}{a}\right), \quad p_b = p_i^* \left(1 - \rho \frac{h}{b}\right), \quad h = a + b$$

$$\rho = A_p \left(1 - K_0(G^*) \frac{d_2'}{d_1'}\right), \quad A_p = \frac{a}{h} \frac{1 - \chi_b}{\chi_b + \frac{a}{b}}$$

where

$$m_1 = \frac{2c^2}{c^2-1}, m_2 = \frac{c^2+1}{c^2-1}, m'_1 = m_2, m'_2 = \frac{2}{c^2-1}, c = \frac{R_k}{R_{k-1}} \quad (2)$$

The above-mentioned calculation method is the basis for the determination of the quasi-homogeneous modulus of elasticity of an inhomogeneous lining. The inhomogeneous lining with internal inserts made of a different material (e.g. steel components) can be divided into individual partial layers; some of them are homogeneous layers (the three layers marked in Fig. 2 as 1), some of them are inhomogeneous with regularly alternating partial areas differing in stiffness (the filling, an insert) (the two layers marked in Fig. 2 as 2). Thus this lining as the whole can be considered to be a special case of a multilayer lining; it is therefore possible for the determination of the stress-strain state to start from the above-mentioned algorithm for solving multilayer rings.

The calculation procedure for the determination of the quasi-homogeneous modulus of elasticity of an inhomogeneous lining can be divided into two partial steps:

- 1) the determination of the quasi-homogeneous modulus of elasticity for individual partial inhomogeneous layers in which steel inserts are installed
- 2) the determination of the overall quasi-homogeneous modulus of elasticity for the entire lining ring

### DETERMINATION OF QUASI-HOMOGENEOUS MODULUS OF ELASTICITY IN A PARTIAL INHOMOGENEOUS LAYER

The form for expressing the partial quasi-homogeneous modulus of elasticity of a partial inhomogeneous layer follows from the basic assumption that radial displacement on contact surfaces between individual layers is identical both in the case of the contact with an insert and in the case of the contact with the filling. However, stresses at individual contacts, as opposed to displacements, exhibit a discontinuous course (see Fig. 3); stresses are concentrated in stiffer elements of the system (e.g. steel inserts) with a certain modulus of elasticity  $E_a$ , whilst in more elastic parts (the filling), which are characterised by modulus of elasticity  $E_b$ , the stresses are lower (we consider Poisson's ratios in both materials to be identical). An average radially symmetric component of normal stress  $p_i^*$  in this inhomogeneous layer even corresponds to the partial quasi-homogeneous shear modulus of elasticity  $G^*$ . Stress pa corresponding to the inserts and the stress  $p_b$  in the filling can be expressed according to Fotiev relationships by the following relationships:

$$p_a = p_i^* \left(1 + \rho \frac{h}{a}\right), \quad p_b = p_i^* \left(1 - \rho \frac{h}{b}\right), \quad h = a + b$$

$$\rho = A_p \left(1 - K_0(G^*) \frac{d_2'}{d_1'}\right), \quad A_p = \frac{a}{h} \frac{1 - \chi_b}{\chi_b + \frac{a}{b}}$$

$$\chi_b = \frac{G_b}{G_a}, \quad G_b = \frac{E_b}{2(1+\mu)}, \quad G_a = \frac{E_a}{2(1+\mu)},$$

$$\mu = \mu_a = \mu_b$$

where  $K_0(G^*)$  is the coefficient of transfer of load through a partial inhomogeneous layer i corresponding to the quasi-homogeneous modulus of elasticity  $G^*$  and expressions

$$X_a = 1 + \rho \frac{h}{a}; \quad X_b = 1 - \rho \frac{h}{b}$$

are redistribution coefficients of average values of radial stresses between the insert and the filling.

It follows from the basic initial assumption that displacements on the contact with insert ( $u_a$ ) and the filling material ( $u_b$ ) are identical that:

$$u_a(G_a) + u_b(G_b) = 2u(G^*)$$

After putting in

$$\frac{R_i}{4G_a(c^2-1)} p_i^* \left[ \left(1 + \rho \frac{h}{a}\right) d_1' - K_0(G^*) d_2' \right] +$$

$$\chi_b = \frac{G_b}{G_a}, \quad G_b = \frac{E_b}{2(1+\mu)}, \quad G_a = \frac{E_a}{2(1+\mu)},$$

$$\mu = \mu_a = \mu_b$$

kde  $K_0(G^*)$  je koeficient přenosu zatížení přes analyzovanou dílčí nehomogenní vrstvu i odpovídající kvazihomogennímu modulu pružnosti  $G^*$  a výrazy

$$X_a = 1 + \rho \frac{h}{a}; \quad X_b = 1 - \rho \frac{h}{b}$$

jsou přerozdělovací koeficienty průměrných hodnot radiálních napětí mezi vložkami a výplní.

Ze základního výchozího předpokladu rovnosti posunů na kontaktu s vložkou ( $u_a$ ) i s výplňovým materiálem ( $u_b$ ) plyne:

$$u_a(G_a) + u_b(G_b) = 2u(G^*)$$

Po dosažení

$$\begin{aligned} & \frac{R_i}{4G_a(c^2-1)} p_i^* \left[ \left(1 + \rho \frac{h}{a}\right) d_1' - K_0(G^*) d_2' \right] + \\ & + \frac{R_i}{4G_b(c^2-1)} p_i^* \left[ \left(1 - \rho \frac{h}{b}\right) d_1' - K_0(G^*) d_2' \right] = \\ & = 2 \frac{R_i}{4G^*(c^2-1)} p_i^* \left( d_1' - K_0(G^*) d_2' \right) \end{aligned}$$

Z předchozí rovnice vyplývá vztah pro určení dílčího kvazihomogenního smykového modulu pružnosti  $G^*$  v dílčí nehomogenní vrstvě, který je váženým průměrem obou modulů  $G_a$  a  $G_b$  s vahami odpovídajícími příčným rozměrům  $a$ ,  $b$  tuhostně odlišných oblastí:

$$G^* = \frac{G_a a + G_b b}{a + b}, \quad \bar{E} = 2G^*(1 + \mu)$$

Stanovení celkového kvazihomogenního modulu pružnosti pro celý prstenec ostění.

Postup stanovení celkového kvazihomogenního modulu pružnosti pro celý výztužný prstenec lze charakterizovat následovně:

- a) homogenizujeme první dvě vnitřní vrstvy výztužního prstence s využitím podmínky, že radiální složka posunů na vnějším obrysu v pořadí druhé vrstvy musí být identická jak v případě, že uvažujeme dvouvrstvý systém s rozdílným modulem pružnosti v každé vrstvě, tak v případě, že uvažujeme jednu vrstvu (její tloušťka je součtem tlouštěk obou dílčích vrstev) s kvazihomogenním modulem pružnosti  $G^{*c}$ .

Výchozí podmínka pro radiální posun na vnějším poloměru 2. vrstvy má tedy tvar:

$$u_0(R_0, R_2, G^{*c}) = u_0(R_1, R_2, G_1, G_2)$$

kde

$$u_0(R_0, R_2, G^{*c})$$

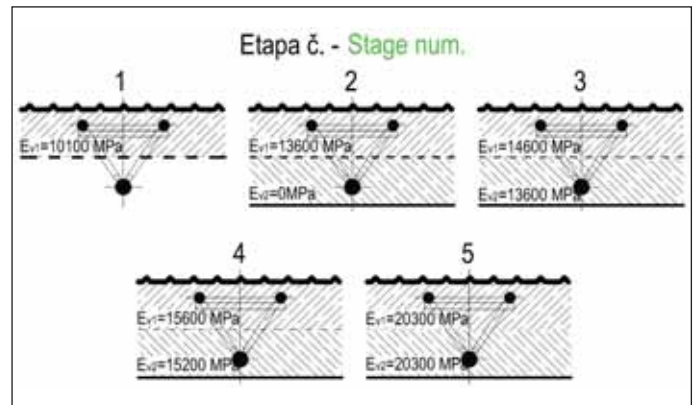
je radiální posun odpovídající jedné vrstvě s vnitřním poloměrem  $R_0$  a vnějším poloměrem  $R_2$  charakterizované hledaným celkovým kvazihomogenním modulem pružnosti  $G^{*c}$

$$u_0(R_1, R_2, G_1, G_2)$$

je radiální posun odpovídající dvěma vrstvám charakterizovaným modulem pružnosti  $G_1$  a  $G_2$

S využitím vztahů (1) pro vyjádření hodnot radiálních posunů a po úpravě dostáváme tvar celkového kvazihomogenního smykového modulu pružnosti

$$G^{*c} = \frac{d_1^{*c} G_2 (c^2 - 1)}{\left( c^{*2} - 1 \right) \left( d_1' - K_0(G_1, G_2) d_2' \right)}$$



Obr. 4 Etapy provádění průřezu OCB ostění  
Fig. 4 Stages of the execution of a SRC lining cross section

$$\begin{aligned} & + \frac{R_i}{4G_b(c^2-1)} p_i^* \left[ \left(1 - \rho \frac{h}{b}\right) d_1' - K_0(G^*) d_2' \right] = \\ & = 2 \frac{R_i}{4G^*(c^2-1)} p_i^* \left( d_1' - K_0(G^*) d_2' \right) \end{aligned}$$

A relationship for the determination of a partial quasi-homogeneous shear modulus of elasticity  $G^*$  in a partial inhomogeneous layer follows from the above equation. It will be a weighted average of both modules  $G_a$  and  $G_b$  with the weights corresponding to cross dimensions  $a$ ,  $b$  of the areas differing in the stiffness:

$$G^* = \frac{G_a a + G_b b}{a + b}, \quad \bar{E} = 2G^*(1 + \mu)$$

Determination of the overall quasi-homogeneous modulus of elasticity for the entire lining ring

The procedure of the determination of the overall quasi-homogeneous modulus of elasticity for the entire lining ring can be characterised as follows:

- a) we homogenise initial two inner layers of the reinforcing ring using the condition that the radial component of displacement on the outer contour of the second layer in the sequence of layers must be identical both in the case that we take into consideration a double-layer system with differing moduli of elasticity in each layer and in the case that we take into consideration a single layer (the thickness of the layer is a sum of thicknesses of the two partial layers) with quasi-homogeneous modulus of elasticity  $G^{*c}$ .

The starting condition for the radial displacement on the outer radius of the 2nd layer has the following pattern:

$$u_0(R_0, R_2, G^{*c}) = u_0(R_1, R_2, G_1, G_2)$$

where

$$u_0(R_0, R_2, G^{*c})$$

is the radial displacement corresponding to a single layer with the inner radius  $R_0$  and outer radius  $R_2$ , which is characterised by the overall quasi-homogeneous modulus of elasticity  $G^{*c}$  being sought, while

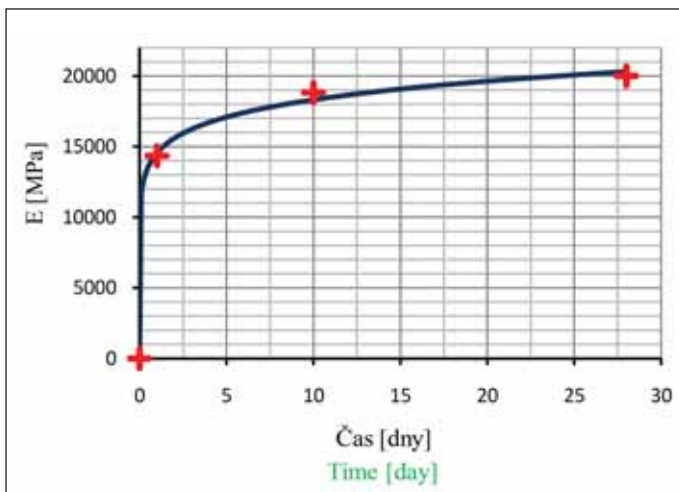
$$u_0(R_1, R_2, G_1, G_2)$$

is the radial displacement corresponding to two layers characterised by moduli of elasticity  $G_1$  and  $G_2$

Using relationships (1) for expressing the values of radial displacements and after the adaptation we receive the pattern of the overall quasi-homogeneous shear modulus of elasticity.

$$G^{*c} = \frac{d_1^{*c} G_2 (c^2 - 1)}{\left( c^{*2} - 1 \right) \left( d_1' - K_0(G_1, G_2) d_2' \right)}$$





Obr. 5 Závislost tvrdnutí betonu v čase  
Fig. 5 Time-concrete hardness curve

$$c = \frac{R_2}{R_1}, c^* = \frac{R_2}{R_0}, d_1' = c^2(2 - 4\mu) + 2,$$

$$d_2' = 4 - 4\mu, d_1^{*'} = c^*(2 - 4\mu) + 2$$

$K_0(G_1, G_2)$  – koeficient přenosu zatížení přes druhou vrstvu

b) po provedení homogenizace prvních dvou vnitřních vrstev výztuže zavedeme tuto homogenizovanou vrstvu s tloušťkou rovnou součtu tlouštěk obou dílčích vrstev do uvažovaného vícevrstvého systému a proces homogenizace opakujeme dle postupu popsaného výše.

Algoritmus pro stanovení celkového kvazihomogenního modulu pružnosti nehomogenního prstence ostění lze tedy formulovat následovně:

1. Rozdělení prstence na určitý počet vrstev homogenních (typ vrstev 1) a určitý počet vrstev nehomogenních (typ vrstev 2). Omezujícími podmínkami pro toto dělení je to, že nesmí následovat dvě nehomogenní vrstvy bezprostředně za sebou, musí být vždy odděleny alespoň jednou homogenní vrstvou (i když o minimální tloušťce).
2. Stanovení příslušných dílčích kvazihomogenních modulů pružnosti pro všechny nehomogenní vrstvy v systému.
3. Určení celkového kvazihomogenního modulu pružnosti pro celý prstec (metoda postupné homogenizace od vnitřních vrstev k vnějším).

Stanovení průběhu tangenciálních napětí v nehomogenním výztužném prstenci

Na základě stanoveného modulu pružnosti  $G^{*c}$  homogenizovaného prstence lze pak určit tangenciální napětí na vnitřním obrysu  $R_0$  a vnějším obrysu  $R_n$  homogenizovaného prstence dle vztahů (2) a s využitím předpokladu lineárního průběhu napětí po výšce celého homogenizovaného prstence lze pak stanovit tangenciální napětí  $\sigma_q^h$  v homogenizovaném prstenci na úrovni jednotlivých vrstev v původním (nehomogenizovaném) výztužném prstenci dle následujících vztahů:

na úrovni vnitřního poloměru  $i$ -té vrstvy:

$$\sigma_{\theta}^h(R_{i-1}) = p_0 \left( m_1 - \frac{R_{i-1} - R_0}{R_n - R_0} \right)$$

na úrovni vnějšího poloměru  $i$ -té vrstvy:

$$\sigma_{\theta}^h(R_i) = p_0 \left( m_1 - \frac{R_i - R_0}{R_n - R_0} \right)$$

kde

$$m_1 = \frac{2c^2}{c^2 - 1}, c = \frac{R_n}{R_0}$$

Podíl tangenciálních napětí  $\sigma_q$  odpovídajících jednotlivým vrstvám v nehomogenním výztužném prstenci a výše uvedených tangenciálních napětí  $\sigma_q^h$  v homogenizovaném prstenci udává nezávisle na



Obr. 6 Úvodní strana programu HOMO  
Fig. 6 Initial page of HOMO program

$$c = \frac{R_2}{R_1}, c^* = \frac{R_2}{R_0}, d_1' = c^2(2 - 4\mu) + 2,$$

$$d_2' = 4 - 4\mu, d_1^{*'} = c^*(2 - 4\mu) + 2$$

$K_0(G_1, G_2)$  – coefficient of transfer of load through the second layer

b) after homogenising the initial two inner layers of the reinforcement we incorporate this homogenised layer with the thickness equal to a sum of thicknesses of both partial layers into the assumed multilayer system and we repeat the homogenisation process according to the procedure described above.

Therefore, the algorithm for the determination of the overall quasi-homogeneous modulus of elasticity of an inhomogeneous lining ring can be formulated as follows:

- 1) Dividing the ring into a certain number of layers of homogeneous (layer type 2) and certain number of inhomogeneous layers (layer type 1). There are the following conditions limiting this division: two inhomogeneous layers must not follow immediately after one another, they must always be separated at least by one homogeneous layer (even if its thickness is minimised).
- 2) Determining respective partial quasi-homogeneous moduli of elasticity for all inhomogeneous layers in the system.
- 3) Determining the overall quasi-homogeneous modulus of elasticity for the entire ring (the method of phased homogenisation from inner layers toward outer ones).

Determination of the course of tangential stresses in an inhomogeneous reinforcing ring

On the basis of the determined modulus of elasticity  $G^{*c}$  of the homogenised ring it is possible to determine tangential stresses on the inner contour  $R_0$  and outer contour  $R_n$  of the homogenised ring according to relationships (2), and, using the assumption that the course of stress up the height of the entire homogenised ring, it is possible to determine tangential stresses  $\sigma_q^h$  in the homogenised ring at the level of individual layers in the original (non-homogenised) reinforcing ring, using the following relationships:

at the level of the inner radius of an  $i^{\text{th}}$  layer:

$$\sigma_{\theta}^h(R_{i-1}) = p_0 \left( m_1 - \frac{R_{i-1} - R_0}{R_n - R_0} \right)$$

at the level of the outer radius of an  $i^{\text{th}}$  layer:

$$\sigma_{\theta}^h(R_i) = p_0 \left( m_1 - \frac{R_i - R_0}{R_n - R_0} \right)$$

where

$$m_1 = \frac{2c^2}{c^2 - 1}, c = \frac{R_n}{R_0}$$

The proportion of tangential stresses  $\sigma_q$  corresponding to individual layers in an inhomogeneous reinforcing ring and the

Tab. 1 Výsledky výpočtu modulů homogenizovaných průřezů OCB ostění a přerozdělovacích koeficientů tangenciálních napětí v prstencích

Table 1 Results of the calculation of moduli of homogenised cross sections of SRC lining and redistribution coefficients of tangential stresses in the rings

Prsteneček Ring	Materiál Material	Parametry Parameters	Etapa - Stage				
			1	2	3	4	5
1	Beton Shotcrete	Ebet. [MPa]	0	0	13600	15200	20300
		a1	0	0	0,866	0,893	0,927
		a2	0	0	0,865	0,892	0,926
2	Beton Shotcrete	Ebet. [MPa]	0	0	13600	15200	20300
		a1	0	0	0,865	0,892	0,926
		a2	0	0	0,864	0,890	0,925
	ocel *) steel *)	a1	30,031	23,892	13,355	12,33	9,575
		a2	29,989	23,859	13,337	12,31	9,562
3	Beton Shotcrete	Ebet. [MPa]	0	0	13600	15200	20300
		a1	0	0	0,866	0,892	0,926
		a2	0	0	0,865	0,891	0,926
4	Beton Shotcrete	Ebet. [MPa]	10100	13600	14600	15600	20300
		a1	1,762	1,830	0,926	0,917	0,927
		a2	1,761	1,829	0,927	0,918	0,926
5	Beton Shotcrete	Ebet. [MPa]	10100	13600	14600	15600	20300
		a1	1,761	1,829	0,927	0,918	0,928
		a2	1,762	1,830	0,928	0,915	0,929
	ocel *) steel *)	a1	36,543	28,130	13,156	12,14	9,437
		a2	36,551	28,14	13,159	12,15	9,44
6	Beton Shotcrete	Ebet. [MPa]	10100	13600	14600	15600	20300
		a1	1,765	1,832	0,929	0,919	0,930
		a2	1,766	1,834	0,930	0,920	0,931
Ehomo. [MPa]			<b>6500</b>	<b>8200</b>	<b>15600</b>	<b>17000</b>	<b>22000</b>

\*) ocel – E = 210 000 MPa

\*) steel – E = 210 000 MPa

a1 – přerozdělovací koeficient tangenciálních napětí pro vnitřní vlákna prstence

a1 – redistribution coefficient of tangential stress of the internal lamina rings

a2 – přerozdělovací koeficient tangenciálních napětí pro vnější vlákna prstence

a2 – redistribution coefficient of tangential stress of the external lamina rings

vnějším zatížení  $p_0$  tzv. koeficienty přerozdělení tangenciálních napětí pro jednotlivé vrstvy nehomogenního výztužného systému. Tyto koeficienty přerozdělení tangenciálních napětí lze pak efektivně využít v situacích, kdy jsou k dispozici pouze hodnoty napětí v homogenním výztužném prstenci (např. obvyklý výstup numerických modelů, kdy je celá výztuž modelována jako jeden výztužný prsteneček s určitou hodnotou homogenizovaného modulu pružnosti).

## PŘÍKLAD

Následující příklad dokumentuje praktickou aplikaci teorie spolupracujících prstenců při stanovení modulu pružnosti OCB ostění a stanovení stavu napětí v jeho průřezu. Průřez OCB ostění je konstruován ocelovým příhradovým nosníkem ASTA 95, rozteč prutových rámu je jeden metr a stříkaný beton je aplikován postupně, ve dvou stejně mocných vrstvách, s provedených s časovým odstupem 12 hodin. Ve výpočtu se neuvažuje s vlivem ocelové mřížoviny. Výpočet OCB ostění je rozdělen do 5 etap. Každá etapa odpovídá jedné charakteristické situaci při výstavbě OCB ostění, viz obr. 4.

Průběh závislosti tvrdnutí stříkaného betonu na čase uvádí graf na obr. 5. Z tohoto grafu jsou pro daný čas tvrdnutí – etapu, odečteny aktuální hodnoty modulu pružnosti stříkaného betonu.

První etapa řeší stav na počátku výstavby konstrukce OCB ostění, tj. postavení ocelového rámu a zapažení – nástřik první vrstvy betonu (1 hod;  $E_{1v} = 10\,100\text{MPa}$ ). Druhá etapa, nástřik druhé vrstvy stříkaného ( $\frac{1}{2}$  den;  $E_{1v} = 13\,600\text{MPa}$ ;  $E_{2v} = 0\text{MPa}$ ). Ve třetí (1 den) a čtvrté (2 dny) etapě, vrstvy stříkaného betonu mají rozdílný modul pružnosti ( $E_{1v} > E_{2v}$ ). Poslední, pátá etapa představuje situaci, kdy moduly pružnosti v obou vrstvách si budou rovny ( $E_{1v} = E_{2v}$ ) a nebudou se již dále zvyšovat (po 28 dnech).

above-mentioned tangential stresses  $\sigma_q^h$  in a homogenised ring denotes, independently of external load  $p_0$ , the so-called coefficient of redistribution of tangential stresses for individual layers of the inhomogeneous reinforcing system. Subsequently, these coefficients of redistribution of tangential stresses can be used in situations where only the values of stresses in a homogeneous reinforcing ring are available (e.g. the usual output of numerical models, where the entire reinforcement is modelled as a single reinforcing ring with a certain value of the homogenised modulus of elasticity).

## EXAMPLE

The following example documents the practical application of the Theory of Coacting Rings in the determination of the modulus of elasticity of the SRC lining and determination of the state of stress in the cross section. The SRC lining cross section is reinforced with ASTA 95 steel lattice girder with the spacing of the girders of 1m; Shotcrete is applied in steps, in two layers with identical thicknesses, which are sprayed with a time lag of 12 hours. The effect of steel

mesh is not taken into consideration in the calculation. The calculation of the SRC lining is divided into 5 stages. Each of the stages corresponds to one characteristic situation existing during the course of the construction of the SRC lining (see Fig. 4).

The time-hardness curve is presented in the chart in Fig. 5. Current values of the modulus of elasticity of the sprayed concrete are read for a particular duration of hardening (the stage) from the chart.

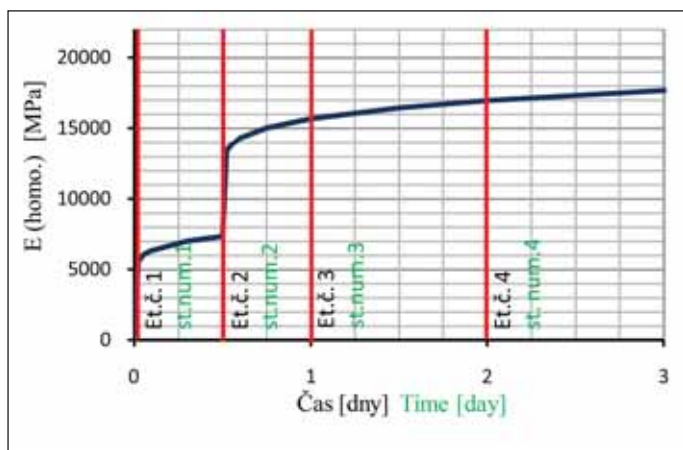
The first stage solves the state at the beginning of the construction of the SRC lining, i.e. the erection of the steel frame and bracing – application of the first layer of shotcrete (1 hour;  $E_{1v} = 10,100\text{MPa}$ ). The second stage, the application of the second layer of shotcrete (1/2 day;  $E_{1v} = 13,600\text{MPa}$ ;  $E_{2v} = 0\text{MPa}$ ). In the third stage (1 day) and fourth stage (2 days) the moduli of elasticity of sprayed concrete differ from one another ( $E_{1v} > E_{2v}$ ). The last stage, the fifth one, represents a situation when moduli of elasticity in both layers are identical ( $E_{1v} = E_{2v}$ ) and will no more grow (after 28 days).

## RESULTS

The calculation of deformational properties and the state of stress was carried out using HOMO program (see Fig. 6). This program was developed for the purpose of conducting practical calculations according to the Theory of Coacting Rings.

Results of the calculations are summarised and presented in Table 1.

The values of the modulus of elasticity in a homogenised cross section of an SRC lining stages of the SRC lining construction are presented in the chart in Fig. 7.



Obr. 7 Vývoj modulu pružnosti homogenizovaného průřezu OCB ostění  
Fig. 7 Development of a modulus of elasticity of a homogenised SRC lining cross-section

## VÝSLEDKY

Výpočet přetvárných vlastností a stavu napětí byl proveden počítačovým programem HOMO (obr. 6). Tento program byl vyvinut za účelem provádění praktických výpočtů, podle teorie spolupracujících prstenců.

Výsledky provedených výpočtů jsou shrnuty a uvedeny v tab. 1. Hodnoty modulu pružnosti v homogenizovaném průřezu OCB ostění v jednotlivých etapách výstavby OCB ostění uvádí graf na obr. 7.

Graf na obr. 8 uvádí stav napětí v průřezu OCB ostění pro čtvrtou etapu výstavby. Jsou zde zobrazeny průběhy napětí v homogenizovaném průřezu a průběhy napětí ve stříkaném betonu a oceli vypočtené s použitím příslušných přerozdělovacích koeficientů tangenciálních napětí ( $a_1$ ,  $a_2$ ).

## ZÁVĚR

Teorie spolupracujících prstenců a na ní založená homogenizace průřezu vytváří základnu pro exaktní stanovení pracovní charakteristiky OCB ostění a stavu napětí v jeho průřezu, respektující heterogenní strukturu průřezu, časovou proměnlivost modulu pružnosti stříkaného betonu a etapovitost výstavby.

Stav napětí v OCB ostění však nezávisí jen na její konstrukci, ale rovněž na chování horninového prostředí, které je do značné míry determinováno pracovní charakteristikou (vývojem tuhosti) ostění.

V našem příkladě se s touto eventualitou neuvažovalo a stav napětí v průřezu byl stanoven jenom pro jednu dílčí etapu výstavby OCB ostění a předpoklad konstantní hodnoty zatížení ostění.

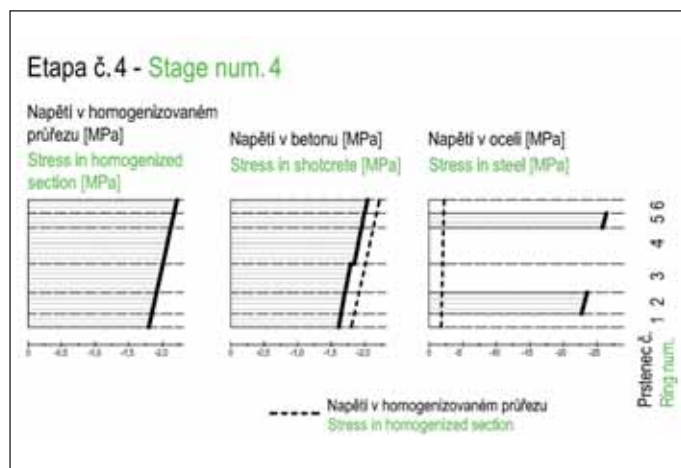
Předložená metoda dovoluje stanovit vývoj stavu napětí v průběhu všech etap výstavby OCB ostění. Vyžaduje to však znalost interakce mezi horninovým prostředím a ostěním, tato interakce je dána proměnlivou tuhostí ostění.

## Poděkování

Príspevek byl realizován za finančního přispění Grantové agentury ČR, projekt 103/09/1438 Výzkum pevnostních a přetvárných vlastností ostění ze stříkaného betonu vyztužených tuhými ocelovými prvky.

DOC. ING. KAREL VOJTASÍK, CSc., karel.vojtasik@vsb.cz,  
DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,  
eva.hrubesova@vsb.cz,  
ING. MAREK MOHYLA, marek.mohyla.st1@vsb.cz,  
FAKULTA STAVEBNÍ VŠB-TU OSTRAVA,  
RNDr. JANA STAŇKOVÁ, Ph.D., jana.stankova@vsb.cz,  
HORNICKO-GEOLOGICKÁ FAKULTA VŠB-TU OSTRAVA

Recenzoval: doc. Dr. Jan Pruška



Obr. 8 Průběh rozložení napětí v materiálech, betonu a oceli, průřezu OCB ostění pro čtvrtou etapu

Fig. 8 Stress distribution in materials, concrete and steel, forming the SRC lining cross section for the fourth stage

The charts in Fig. 8 present the state of stress in the SRC lining cross section for the fourth construction stage. They present the stress distribution in a homogenised cross section and stress distribution in shotcrete and steel, which are calculated using relevant redistribution coefficients of tangential stresses ( $a_1$ ,  $a_2$ ).

## CONCLUSION

The Theory of Coacting Rings and the homogenisation of the cross section based on this theory form a basis for exact determination of the running characteristic of the SRC lining and the state of stress in the cross section which respects the heterogeneous structure of the cross section, the time-varying character of the modulus of elasticity of shotcrete and the division of construction into stages.

But the state of stress in the SRC lining depends not only on its structure but also on the behaviour of the ground environment, which is to a significant extent determined by the running characteristic (development of stiffness) of the lining.

In our case, this eventuality was not taken into consideration and the state of stress in the cross section was determined only for one partial stage of the SRC lining construction and an assumption of a constant value of the load acting on the lining.

The method presented in this paper makes the determination of the development of the state of the interaction between the ground environment and the lining stress during all stages of the SRC lining construction possible. However, it requires knowledge of the interaction between the reaction of the lining; this interaction is given by the variable stiffness of the lining.

## Acknowledgements

This paper was prepared with financial contribution from the Grant Agency of the CR, project 103/09/1438 Research into strength-related and deformational properties of shotcrete linings reinforced with stiff steel elements

DOC. ING. KAREL VOJTASÍK, CSc., karel.vojtasik@vsb.cz,  
DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,  
eva.hrubesova@vsb.cz,  
ING. MAREK MOHYLA, marek.mohyla.st1@vsb.cz,  
FAKULTA STAVEBNÍ VŠB-TU OSTRAVA,  
RNDr. JANA STAŇKOVÁ, Ph.D., jana.stankova@vsb.cz,  
HORNICKO-GEOLOGICKÁ FAKULTA VŠB-TU OSTRAVA

## LITERATURA / REFERENCES

Bulytchev, N. C. (1982) Mechanika podzemnych sooruzenij. Moskva: NEDRA, 270

# VÝZKUM PLYNOPROPUSTNOSTI HORNINOVÉHO MASIVU PRO POTŘEBY UKLÁDÁNÍ ENERGETICKÝCH MÉDIÍ

## RESEARCH INTO GAS PERMEABILITY OF ROCK MASS FOR THE NEEDS OF DEPOSITING ENERGY MEDIA

JÍŘÍ SVOBODA, JAN SMUTEK

### ÚVOD

Studium plynopropustnosti hornin se týká několika celosvětově řešených problematik, zejména podzemního skladování energetických médií, zachytávání a ukládání oxidu uhličitého do podzemí a ukládání radioaktivních odpadů. Velkým nedostatkem u technologií ukládání (plynů, odpadů) do podzemí je neexistence praktických metodik pro návrh způsobu a rozsahu monitorování jejich bezpečného provozu. Bezpečné podzemní ukládání či skladování látek vyžaduje dokonalé monitorovací systémy možného úniku těchto látek do biosféry. Prostor mezi geologickým prostředím, kde se ukládají (skladují) látky v podzemí, je od biosféry oddělen nadložními vrstvami hornin. Znalosti procesu průniku látek těmito vrstvami jsou pro návrh bezpečného monitorovacího systému rozhodující. Ukládanými látkami jsou plyny (zemní plyn, vzduch, CO<sub>2</sub>), proto je třeba zkoumat propustnost hostitelského prostředí pro plyny.

V pevných horninách dochází k pohybu tekutin především systémy ploch nespojitosti (diskontinuitami). Toto horninové prostředí je nehomogenní a anizotropní, a proto jsou pro pochopení propustnosti a migrace plynů nezbytné in-situ výzkumy, experimentální měření a fyzikální modelování.

Centrum experimentální geotechniky (CEG), katedra Stavební fakulty ČVUT v Praze, se zabývá několika výzkumnými projekty zaměřenými na studium plynopropustnosti horninového masivu. V rámci těchto projektů probíhají in-situ experimenty v Podzemním výukovém středisku Josef. Toto pracoviště představuje svým pestrým geologickým prostředím výborné podmínky pro tyto experimenty.

Jedním z hlavních řešených projektů je Využití celosvětově používaných norských klasifikací horninových masivů pro zvýšení kvality vstupních parametrů při návrhu monitorovacích systémů podzemního skladování a ukládání plynu (NORM), který řeší vztah mezi plynopropustností a horninovými klasifikačními systémy.

### UEF JOSEF

Podzemní výukové středisko Josef (UEF Josef) je pracoviště Centra experimentální geotechniky, které je provozováno od roku 2007 (obr. 1). Pracoviště se nachází v bezprostřední blízkosti Slapské přehrady poblíž obce Čelina na Příbramsku. UEF Josef slouží zejména k výuce



Obr. 1 Podzemní výukové středisko Josef (UEF Josef)  
Fig. 1 Josef underground educational centre (Josef UEF)

### INTRODUCTION

Studies on gas permeability of rock relate to several worldwide-solved problems, first of all underground storing of energy media, capturing and depositing carbon dioxide in the underground and depositing radioactive waste. A serious drawback of underground deposition techniques (gases, waste) is the non-existence of practical methodologies for designing the methods and scope of monitoring the safe operation of the facilities. Safe underground deposition or storing of substances requires perfect systems of monitoring potential leaks of these substances into the biosphere. The space in the geological environment in which the substances are deposited (stored) in the underground is separated from the biosphere by overlaying rock strata. Knowledge of the process of the penetration of the substances through these strata is essential for the design of a safe monitoring system. The substances which are deposited are gases (natural gas, air, CO<sub>2</sub> gas). It is therefore necessary to examine the gas permeability of the host environment.

In solid rock fluids flow first of all through systems of discontinuity surfaces. This rock environment is inhomogeneous and anisotropic. For that reason surveys, experimental measurements and physical modelling are necessary for understanding the gas permeability and migration.

The Centre of Experimental Geotechnics (CEG) at the Department of Civil Engineering of the Czech Technical University (ČVUT), Prague, has worked on several research projects focused on studies into the gas permeability of rock mass. In-situ experiments have been conducted within the framework of these projects in the Josef Underground Educational Facility. This working place provides excellent conditions for the experiments owing to its chequered geological environment.

One of the main projects being dealt with is "Research On The Validity And Comparability Of Norwegian Rock Mass Classification Systems for Monitoring of an Underground Gas Storage" (NORM), which solves relationships between gas permeability and rock mass classification systems.

### JOSEF UEF

The Josef Underground Educational Facility (Josef UEF) is a working place of the Centre of Experimental Geotechnics, which has been in operation since 2007 (see Fig. 1). The working place is located in the immediate vicinity of Slapy Dam, near the village of Čelina, in the Příbram region. Josef UEF serves first of all to teach students of the ČVUT and other universities and to research activities. The unique underground working place originated by reopening the spaces of the Josef Gallery (see Fig. 2), which was driven in the 1980s in the context of the exploration of gold-bearing deposits in this particular area. The gallery is an extensive underground working with the total length of galleries of 6018m. Linear survey workings with numerous side stubs connect to the trunk gallery. The trunk gallery is 1835m long; the cross-section of adits varies from 14 to 16m<sup>2</sup> and the overburden height ranges from 90 to 150m.

The Josef Gallery (see Fig. 3) is found in the Psí Hory Mountains gold district, in rocks forming the so-called Jílové Belt. The mountains were penetrated by granitoids of the North-Bohemian Pluton during the Variscan orogeny [1]. In the Psí Hory Mountains area there is the Jílové Belt, which is formed by volcanic rocks (basic lava and acid lava – basalts, andesites, spilites, rhyolites); in the central part of the area there are sub-volcanic plagiogranites (albite granites); in the eastern part the area consists of acid to intermediate tuffs with



Obr. 2 Podzemí UEF Josef  
Fig. 2 Underground space of Josef UEF

studentů ČVUT a jiných univerzit a k výzkumné činnosti. Unikátní podzemní pracoviště vzniklo zprovozněním prostorů štol Josef (obr. 2), která byla vyražena v 80. letech 20. století v souvislosti s průzkumem zlatonosných ložisek v této oblasti. Jedná se o rozsáhlé podzemní dílo s celkovou délkou chodeb 6018 m. Na páteřní průzkumnou štolu navazují liniová průzkumná díla s četnými rozrážkami. Délka páteřní štol je 1835 m, profil štol je 14 až 16 m<sup>2</sup> a výška nadloží se pohybuje od 90 do 150 m.

Štola Josef (obr. 3) se nachází v zlatonosném revíru Psí hory v horninách tzv. jílovského pásma, do kterých během variského vrásnění pronikly granitoidy středočeského plutonu [1]. V oblasti Psích hor je jílovský pás tvořen sopečnými horninami bazických a kyselých láv (bazalty, andezity, spility, ryolity) ve střední části oblasti, subvulkanickými plagiogranity (albitické žuly) ve východní části a kyselými až intermediárními tufy s polohami bazických tufů a kyselých až bazických láv. V nadloží jílovského pásma leží vulkanosedimentární souvrství budované převážně slabě metamorfovanými tufy a tufitickými břidlicemi. Na západě zasahuje rudní revír Psí hory ještě do výběžku amfibolicko-biotitického granodioritu středočeského plutonu.

Všechny typy hornin jílovského pásma jsou přeměněny regionální metamorfózou kadomského stáří a variskou kontaktní metamorfózou. Charakteristickým znakem těchto hornin je zachování převážně části původních vulkanických struktur i při vyšším stupni metamorfózy. Ložisková oblast je proniklá žilnými horninami bazických až intermediárními porfýry. Jejich mocnost je od několika desítek centimetrů do deseti metrů.

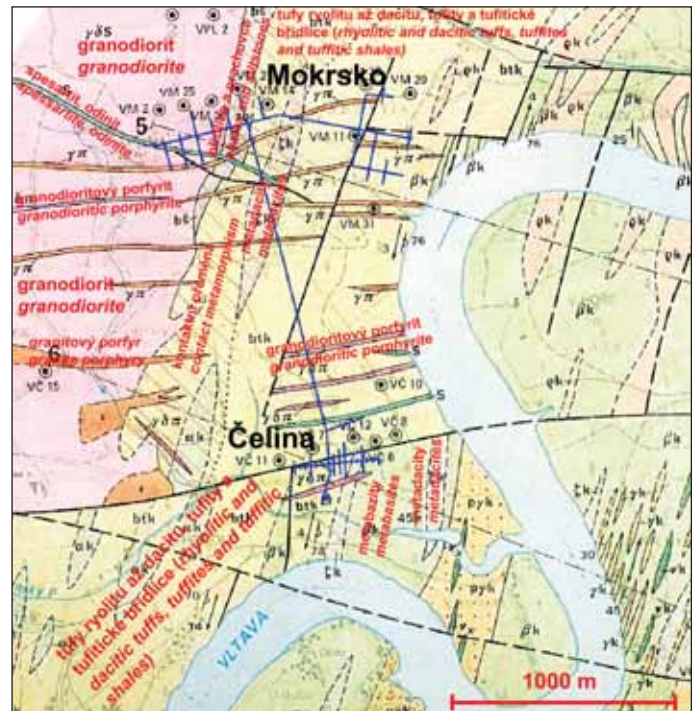
V UEF Josef jsou zastíženy dva základní geologické útvary (tufity, granodiority) s kontaktními přechodovými zónami mezi nimi, z nichž každý má zcela jinou historii. Tyto útvary se liší fyzikálními a materiálovými vlastnostmi. To poskytuje vysokou flexibilitu při výběru vhodného místa pro provádění experimentů v závislosti na podmínkách daného systému, např. pevnost horniny, mineralogie, vlastnosti ploch nespojitosti atd.

## MĚŘENÍ PLYNOPROPUSTNOSTI HORNINOVÉHO MASIVU

Pro určování plynopropustnosti horninových struktur se používají plynové tlakové zkoušky. Princip tlakových zkoušek spočívá v injektování plynu do jádrového vrtu ve skalním masivu a sledování změn vlastností jeho proudění v čase. Jedním z výstupů tlakových zkoušek je stanovení koeficientů propustnosti a filtrace horninového masivu, které definují jeho propustnost.

Pro účely provádění in-situ testů je využíváno speciální sestavy s testovacím zařízením (obr. 4). Sestava pro měření plynopropustnosti se skládá ze sondy umístěné do jádrového vrtu, pomocí které se do horninového masivu injektuje plynné médium. Součástí sondy je pakr, který zajišťuje utěsnění vrtu, aby nedocházelo k zpětným únikům plynu kolem sondy. Jako plynného média je používán stlačený vzduch, který je dodáván vysokotlakým kompresorem. Vzduch prochází termostatickými hadicemi z kompresoru do tlakové láhve, která slouží jako zásobník stlačeného vzduchu, a dále přes měřicí zařízení injektážní sondou do vrtu.

Unikátní měřicí zařízení (obr. 5) bylo pro potřeby CEG vyrobeno na zakázku. Jedná se o vysokotlaké zařízení, které je zkonstruováno jako



Obr. 3 Geologická situace štol Josef  
Fig. 3 Geological situation of Josef gallery

interbeds of basic tuffs and acid to basic lavas. Volcano-sedimentary series of strata consisting mainly of weakly metamorphosed tuffs and tuffitic shales are found on the overburden in the Jílové Belt. In the west, the ore-bearing district of Psí Hory Mountains expands even to a spur of amphibolite-biotite granodiorite of the Central Bohemian Pluton.

All types of rocks forming the Jílové Belt are metamorphosed as a result of the Cadomian metamorphism and the Variscan contact metamorphism. Maintaining a major part of original volcanic structures even in the case of a higher degree of metamorphism is a characteristic feature of these rocks. The deposition area is interspersed with vein rocks of basic to intermediary geological bodies (tuffites, granodiorites). They are several tens of centimetres to ten metres thick.

Two basic geological units (tuffites, granodiorites) with contact transition zones between them, are encountered in the Josef UEF. Each of the units has an absolutely different history. They differ in physical and material properties. This situation provides high flexibility for selecting locations suitable for the execution of experiments depending on conditions of the particular system, e.g. the rock strength, mineralogy, properties of discontinuity surfaces etc.

## MEASUREMENT OF GAS PERMEABILITY OF ROCK MASS

Gas permeability pressure tests are used to determine properties of rock structures. The principle of the pressure tests is that gas is injected into a core borehole in the rock mass and changes of properties of its flow with time are observed. One of outputs of the pressure tests is the determination of permeability and filtration coefficients for the rock mass, which define its permeability.

Special sets with testing equipment (see Fig. 4) are used for in-situ testing. A gas permeability measurement set consists of a probe installed in the borehole through which gas medium is injected into rock mass. Part of the probe is a packer securing the borehole sealing so that gas does not escape back through the borehole mouth. Compressed air supplied by a high-pressure compressor is used as the gas medium. The air passes through thermoplastic hoses from the compressor to a pressure cylinder and continues via the measurement unit through the injection probe into the borehole.

A bespoke unique measurement unit (see Fig. 5) was developed for the CEG. It is a high-pressure device, which is constructed as a mobile measurement station with automatic recording of the measured values of pressure, temperature and volume of the gas. The investigated coefficients can be determined on the basis of the measured parameters. The unit allows recording of the parameter values at minimum intervals of two seconds. It is equipped with a pressure control valve, a Coriolis-



Obr. 4 In-situ testování plynopropustnosti  
Fig. 4 In situ testing of gas permeability

měřicí mobilní stanice s automatickým registrem měřených hodnot tlaku, teploty a objemu plynu. Na základě těchto měřených parametrů je pak možné stanovit hledané koeficienty. Zařízení umožňuje zaznamenávat hodnoty parametrů v minimálním časovém rozmezí dvou sekund. Je vybaveno regulátorem tlaku, hmotnostním průtokoměrem Coriolisova typu a kromě průtoku umožňuje měření celkového protekého množství vzduchu.

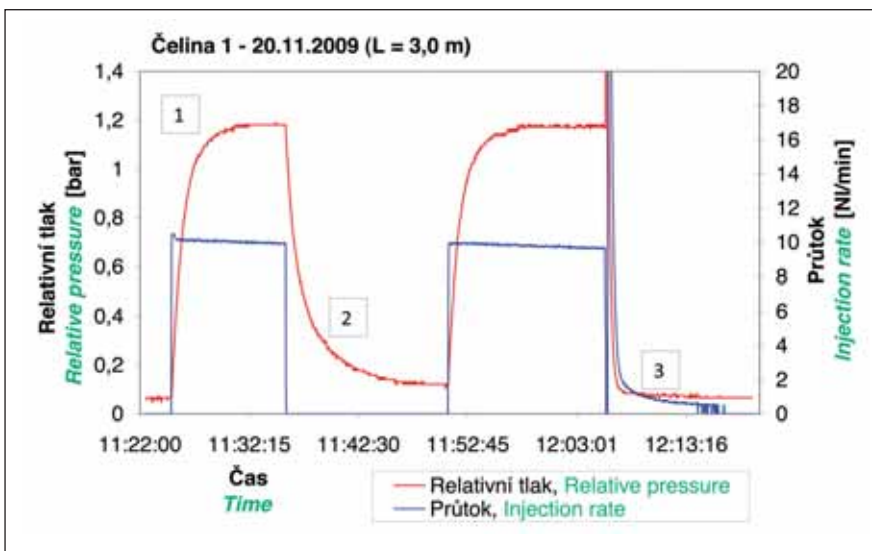
Testovací zařízení umožňuje provádět tyto druhy zkoušek (obr. 6):

- Test CHIT (Constant Head Injection Test) – metodika zkoušky spočívá v tlakování vrtu do dosažení maximálního ustáleného tlaku při konstantním průtoku vzduchu.
- Test PDT (Pressure Drop Test) – při zkoušce PDT se vrt natlakuje na předepsaný tlak a poté se odečítá pokles tlaku ve vrtu v čase.
- Měření průtoku vzduchu na výstupu z vrtu při „výdechu“ – tento typ testu umožňuje srovnat proteklé množství vzduchu do vrtu a vyteklé množství z vrtu.

Plynové tlakové zkoušky lze provádět pomocí jednoduchého nebo dvojitého pakru (obr. 6). V případě, kdy je vrt utěsněn pomocí jednoduchého pakru, je možné testovat propustnost celého vrtu nebo jeho části v závislosti na hloubce umístění pakru ve vrtu. Při použití dvojitého pakru je pak možné testovat pouze určitý úsek, např. poruchovou zónu v masivu.

## STANOVENÍ PLYNOPROPUSTNOSTI

Plynopropustnost masivu je charakterizována koeficientem propustnosti a filtrace. Koeficient propustnosti je geometrická charakteristika vyjadřující míru absolutní propustnosti prostředí. Udává se v jednotkách  $m^2$  a je v ideálním případě konstantou nezávislou na povaze propouštěného média. Koeficient filtrace (vodivost) vyjadřuje



Obr. 6 Průběh plynové tlakové zkoušky (1. test CHIT, 2. test PDT, 3. průtok na výstupu)  
Fig. 6 Course of pressure gas tests (test 1 – CHIT; test 2 – PDT; test 3 – airflow rate at the exit)



Obr. 5 Měřicí zařízení  
Fig. 5 Measurement unit

type mass flow meter and, in addition to measuring the flow rate, it allows measuring of the total volume of air supplied to the borehole.

The testing equipment allows conducting of the following tests (see Fig. 6):

- Constant Head Injection Test (CHIT) – the testing methodology is that the borehole is pressurised until the maximum stable pressure at constant airflow rate is achieved.
- Pressure Drop Test (PDT) – during a PDT test the borehole is pressurised to a prescribed pressure and subsequently the pressure dropping with time is recorded.
- Measuring the airflow rate at the exit from the borehole when “exhausting” – this test type makes the comparison of the volume of air supplied to the borehole and air passing out from the borehole possible.

The gas permeability pressure tests can be conducted using a single packer or a double packer (see Fig. 6). In the case of a borehole sealed by a single packer, it is possible to examine the permeability of the whole borehole or a part of the borehole, depending on the depth of the location of the packer in the borehole. When a double packer is used, it is possible to test only a certain section, for instance a weakness zone in the rock mass.

## DETERMINATION OF GAS PERMEABILITY

Gas permeability of rock mass is characterised by permeability and filtration coefficients. The permeability coefficient is a geometrical characteristics expressing the rate of absolute permeability of the environment. It is given in  $m^2$  units and it is, in an ideal case, a constant independent of the properties of the fluid seeping through the environment. The coefficient of filtration (conductivity) expresses the rate of permeability of the environment for a fluid with a particular cinematic viscosity (which approximately embraces the difference between fluids and gases); it is given in  $m/s$  units.

The coefficients being sought are determined on the basis of values of the maximum pressure of gas in the borehole and the average airflow rate at a steady-state flow. The value of the pressure in the borehole is equal to the sum of the pressure recorded by the measurement unit (the relative pressure) and the atmospheric pressure.

The determination of the mathematical model for gas pressure tests to be conducted is based on Darcy's Law characterising the flow of liquids (fluids and gases). Various formulas for analytical solution of the flow distribution in space (Hokr, Severýn, personal consultation, 25 March 2010) must be used for the determination of hydraulic conductivity or permeability from the flow rate measured at a particular pressure difference, depending on the geometrical configuration. Several models can be applied to the cases of a steady-state flow regime.

míru propustnosti prostředí pro médium o dané kinematické viskozitě (čímž je přibližně i zahrnut rozdíl mezi kapalinami a plyny) a udává se v jednotkách m/s.

Hledané koeficienty jsou určovány na základě hodnot maximálního tlaku ve vrtu a průměrného průtoku vzduchu při ustáleném stavu proudění. Hodnota tlaku ve vrtu odpovídá součtu tlaku znaného měřicím zařízením (relativní tlak) a atmosférického tlaku.

Pro stanovení matematického modelu pro prováděné tlakové zkoušky plynem se vychází z Darcyho zákona charakterizujícího proudění tekutin (kapalin a plynů). Pro určení vodivosti nebo propustnosti z měřeného průtoku při daném tlakovém rozdílu je třeba v závislosti na geometrickém uspořádání použít různé vzorce analytického řešení rozložení toku v prostoru (Hokr, Severýn, osobní konzultace, 25.3. 2010). Pro případy ustáleného režimu proudění je možné využít několik modelů. Prvním modelem je referenční případ popisujícího rovnooběžné proudové pole, např. v uzavřeném válci ve směru jeho osy nebo v těsné blízkosti vrtu (do hloubky řádově menší než průměr vrtu). Celkový průtok v diferenciálním tvaru ve variantách pro různé veličiny je dán vztahem (1).

$$Q = SK \nabla h = S \frac{K}{\rho g} \nabla p = S \frac{k}{\mu} \nabla p \quad (1)$$

kde:

$S$	průřez kolmo na směr proudění [ $m^2$ ]
$K$	vodivost [ $m/s$ ]
$k$	koeficient propustnosti [ $m^2$ ]
$\rho$	hustota tekutiny [ $kg/m^3$ ]
$\mu$	dynamická viskozita tekutiny [ $kg/m \cdot s = Pa \cdot s$ ]
$Q$	celkový průtok [ $m^3/s$ ]
$h$	piezometrická výška [ $m$ ]
$p$	tlak [ $Pa$ ].

Pro plyn platí v diferenciální formě stejný vztah, ale pro dosažení rozdílu tlaku na konkrétním intervalu (vzdálenosti) je nutno u plynů zahrnout stlačitelnost. Nejjednodušší aproximací je vztah vycházející ze stavové rovnice ideálního plynu, čímž do vztahu vstupuje tlak v druhé mocnině. Na základě toho je možné analogicky odvodit modely pro proudění plynu. Radialní „2D“ proudění (válcové) vyjadřuje sbíhavé proudové pole kruhově symetrické, tj. do všech směrů stejné, vyjádřené v ploše mezikruží. Celkový průtok je dán rovnicí (2). „3D“ model popisuje sbíhavé proudění kulově symetrické (do všech směrů v prostoru stejné), což ideálně znamená vtlačení do kulového otvoru. Průtok je pak dán vztahem (3).

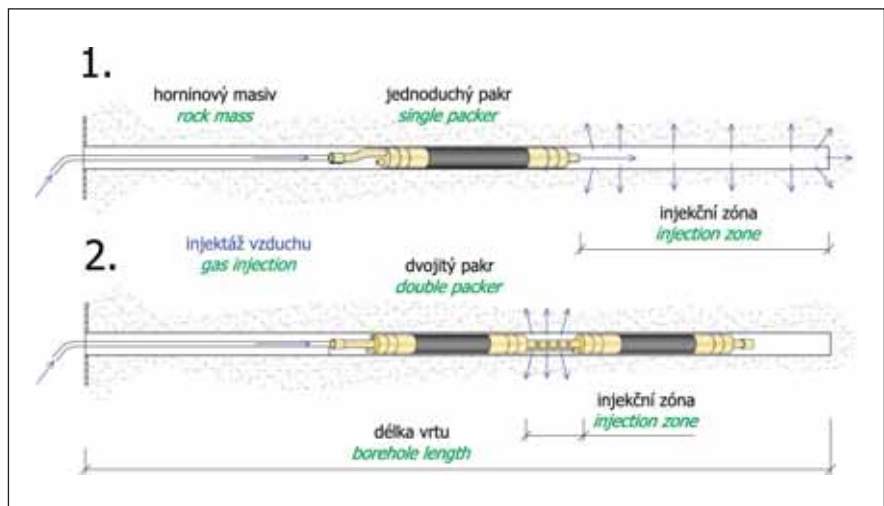
$$Q = \frac{\Delta(p^2)}{p_0 \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \pi d \frac{k}{\mu} \quad (2)$$

$$Q = \frac{\Delta(p^2)}{\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2}\right) p_0} \frac{2\pi}{\mu} k \quad (3)$$

kde:

$r_1$	poloměr vnitřního kruhu (vrtu)
$r_2$	poloměr vnějšího kruhu (vzdálenost teoreticky neovlivněné zóny nebo plochy, kde je z jiného důvodu znám tlak, neboli poloměr ovlivnění) [2]
$d$	je tloušťka 2D modelu (v našem případě délka úseku vrtu – injekční zóny)
$\Delta p$	rozdíl tlaků
$P_0$	referenční tlak.

Zjednodušené modely proudění nemusí naprosto přesně vystihovat složité podmínky uvnitř masivu, nicméně pro účely tohoto výzkumu (tedy studium korelace) jsou hodnoty koeficientů při uvažování těchto modelů dostačující. Skutečné podmínky proudění v reálném in-situ prostředí masivu bude pravděpodobně nejlépe vystihovat určitá kombinace těchto základních modelů.



Obr. 7 Systémy injektáže vzduchu (1. systém jednoduchého paktu, 2. systém dvojitého paktu)  
Fig. 7 Air injection systems (1. single packer system, 2. double packer system)

The first model is a reference case describing a parallel flow field, for example in a closed cylinder, having the direction of its axis or in close proximity to the borehole (up to the depth greater by an order of magnitude than the borehole diameter). The total flow rate in the differential form, in variants for various quantities, is given by relationship (1).

$$Q = SK \nabla h = S \frac{K}{\rho g} \nabla p = S \frac{k}{\mu} \nabla p \quad (1)$$

where:

$S$	cross-section perpendicular to the direction of flow [ $m^2$ ]
$K$	conductivity [ $m/s$ ]
$k$	coefficient of permeability [ $m^2$ ]
$\rho$	fluid density [ $kg/m^3$ ]
$\mu$	dynamic viscosity of fluid [ $kg/m \cdot s = Pa \cdot s$ ]
$Q$	total flow rate [ $m^3/s$ ]
$h$	piezometric height [ $m$ ]
$p$	pressure [ $Pa$ ].

The same relationship applies to gas in a differential form, but it is necessary for putting the pressure difference within a particular interval (distance) in the case of gases to incorporate compressibility. The simplest approximation is the relationship starting from the fundamental ideal gas equation, where the second power of pressure enters the equation. Gas flow models can be derived analogically on the basis of this relationship. Radial 2D flow (cylindrical) expresses a convergent, circularly symmetric flow field, i.e. a field uniform in all directions, which is expressed in the area of the annulus. The total flow rate is given by equation (2). The 3D model describes convergent, spherically symmetric flow (uniform in all directions in the space), which ideally represents forcing into a spherical cavity. The flow rate is then given by relationship (3).

$$Q = \frac{\Delta(p^2)}{p_0 \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \pi d \frac{k}{\mu} \quad (2)$$

$$Q = \frac{\Delta(p^2)}{\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2}\right) p_0} \frac{2\pi}{\mu} k \quad (3)$$

where:

$r_1$	radius of inner circle (borehole)
$r_2$	radius of outer circle (the distance of the theoretically unaffected zone or surface where the pressure is known for another reason, or the affection radius) [2]
$d$	is the thickness of the 2D model (in our case it is the length of the borehole section – injected zone)
$\Delta p$	difference between pressures
$P_0$	reference pressure.



Obr. 8 Geologické mapování  
Fig. 8 Geological mapping

Pro výpočet propustnosti byl zvolen kombinovaný model, který se skládá z vřetového proudění (oblast podél vřetu) a na každém konci vřetu 1/2 kulového zdroje s různými poloměry ovlivnění.

### VÝBĚR A GEOLOGICKÝ PRŮZKUM MÍST PRO TESTOVÁNÍ

Pro zkoumání vlastností horninového prostředí bylo vybráno několik míst s různými geologickými poměry. Každé místo bylo detailně geologicky zmapováno a následně zde byl proveden jádrový vrt pro účely testování plynopropustnosti (obr. 8).

V první fázi byly pro potřeby výzkumu provedeny celkem 4 vrty dlouhé cca 20 m. První dvě místa se nacházejí v lokalitě Čelina (část tvořená vulkanosedimentárními horninami – tufy, tuffity). Vrt označený jako Čelina 1 se nalézá v místě málo porušeném drobnou tektonikou (bez výrazných puklinových systémů a bez přítomnosti zlomové tektoniky) a vrt Čelina 3 v oblasti tektonických poruch. Další dva vrty se nacházejí v oblasti Mokrsko, první v granodioritech středočeského plutonu v masivním vývoji s nevýraznými puklinovými systémy (Mokrsko 1) a zbývající na rozhraní dvou hlavních geologických celků v oblasti.

Součástí detailního mapování bylo zkoumání petrografie hornin, hydrogeologie a tektoniky. Byla provedena měření puklinových systémů, kdy se zaměřují a zaznamenávají směry a sklony ploch nespojitosti, výsledky pak byly zobrazeny pomocí tektonogramů. Dále byl proveden rozbor vrtných jader a průzkum vrtů pomocí stetoskopické kamery.

Pro ohodnocení kvality masivu byly použity moderní indexové klasifikační systémy hornin. Jedná se o metody indexů Q, RMR a RMI. Tyto klasifikační systémy obsahují některé vstupní informace popisující vlastnosti ploch nespojitosti v horninovém masivu, které výrazně ovlivňují propustnost hornin.

Simplified models of the flow do not have to give an absolutely precise picture of complicated conditions within the rock mass; nevertheless, for the purpose of this research (correlation study), the values of coefficients are sufficiently precise when these models are taken into consideration. Actual conditions of the flow through a real in-situ rock mass environment will be probably best expressed by a certain combination of the above-mentioned basic models.

A combined model was selected for the determination of permeability. It comprises the circular flow (the area along the borehole) and 1/2 of the spherical source with differing affection radii at the borehole ends.

### SELECTION AND GEOLOGICAL SURVEY OF TESTING LOCATIONS

Several locations with differing geological conditions were selected for the examination of rock mass properties. Each location was geologically mapped in a detailed way and, subsequently, a core hole was drilled for the purpose of the gas permeability testing (see Fig. 8).

In the first phase, a total of four about 20m long boreholes were carried out for the needs of the research. The first two locations are found in the locality of Čelina (a part formed by volcano-sedimentary rocks – tuffs, tuffites). The borehole marked as Čelina 1 is found in a location disturbed by minor tectonics (without significant joint set and without fault tectonics) and Čelina 3 borehole is in a tectonically faulted area. Other two boreholes are located in the Mokrsko area, the first of them in massive-development granodiorites of the Central Bohemian Pluton featuring indistinct joint set (Mokrsko 1) and the remaining one at the interface between two main geological units in the area.

Part of the detailed mapping was the examination of rock petrography, hydrogeology and tectonics. Measurements of joint set were carried out, recording strikes and dips of discontinuity surfaces; results were represented by means of stereonet. In addition, an analysis of borehole cores and survey of boreholes by means of a camera were carried out.

Modern indexing rock mass classification systems were used for the assessment of rock mass quality, namely the Q system, the RMR and RMI index systems. These classification systems contain some input information describing properties of discontinuity surfaces in rock mass, which significantly influence the permeability of rock mass.

### ROCK MASS CLASSIFICATION

The rock mass classification systems currently used for the determination of rock mass quality most of all comprise the RQD (Rock Quality Designation), Q (Q Method), RMR (Rock Mass Rating) and RMI (Rock Mass Index) [3]. The RQD-values are at the same time used as an input parameter for the calculation of the Q and RMR values.

Q-value is a function of six parameters: the RQD, joint set number, joint roughness number, joint alteration number, joint water reduction factor, stress reduction factor [4]. Numerical values of the Q vary from 0.001 (very poor quality rock) to 1000 (very good rock mass quality, practically unbreakable rock).

A tabular calculator was used for the calculation of the selected classification systems. The classification systems use similar input rock mass parameters. For that reason Rock Mass, a Norwegian company, developed a computer spreadsheet where input parameters of the RMR, Q and RMI-systems are merged together into one set [5]. This allows rock mass to be assessed using three systems on the basis of one set of observations. Picture 9 presents a summary of resultant values of rock mass classification systems and a verbal assessment of rock mass quality at the first three locations being examined.

### ROCK MASS CLASSIFICATIONS AND GAS PERMEABILITY

One of the NORM project objectives is to verify whether links between gas permeability of rock mass and rock mass classification systems do exist. Rock mass classification systems have been widely used in the context of underground construction design and



Místo (Vrt) <i>Locality (Borehole)</i>	RQD		Q		RMR		RMi		Koeficient propustnosti <i>Intrinsic permeability</i> [m <sup>2</sup> ]
Čelina 1	58	střední <i>fair</i>	9,2	dostatečná <i>fair</i>	71	dobrá <i>good</i>	14,5	střední <i>moderate</i>	3.10 <sup>-14</sup>
Čelina 3	46	nízká <i>poor</i>	3,7	špatná <i>poor</i>	59	dostatečná <i>fair</i>	3,0	střední <i>moderate</i>	9.10 <sup>-16</sup>
Mokrsko 1	69	střední <i>fair</i>	8,6	dostatečná <i>fair</i>	71	dobrá <i>good</i>	9,4	střední <i>moderate</i>	3.10 <sup>-17</sup>

Obr. 9 Hodnoty horninových klasifikací a propustností pro zkoumaná místa  
Fig. 9 Values of rock mass classifications and permeability rates for examined locations

## HORNINOVÉ KLASIFIKACE

V současné době jsou pro určení kvality skalního masivu nejvíce používány klasifikace indexem RQD (Rock Quality Designation), Q (Q method), RMR (Rock Mass Rating) a RMI (Rock Mass index) [3]. Index RQD se používá zároveň jako vstupní parametr pro výpočet indexů Q a RMR.

Index Q je funkcí šesti parametrů: index RQD, počet puklinových systémů, drsnost puklin, zvětrání ploch nespojitosti či výplní, faktor vodního tlaku a podmínky tlakového projevu horninového masivu [4]. Numerické hodnoty Q se pohybují v rozsahu od 0,001 (velmi nízká kvalita horniny) do 1000 (velmi dobrá skalní hornina, prakticky nerozpojitelná).

Pro výpočet vybraných klasifikačních systémů bylo využito výpočetního tabulkového kalkulátoru. Klasifikační systémy využívají podobných vstupních parametrů horninového masivu. Norská společnost RockMass AS proto vyvinula tabulkový výpočetní systém, kde jsou vstupní parametry indexů RMR, Q a RMI sloučeny do jednoho souboru [5]. To umožňuje ohodnotit masiv pomocí tří systémů na základě jednoho souboru pozorování. Na obr. 9 je zobrazen přehled výsledných hodnot horninových klasifikací a slovní ohodnocení kvality masivu v prvních třech zkoumaných místech.

## HORNINOVÉ KLASIFIKACE A PLYNOPROPUSTNOST

Jedním z úkolů projektu NORM je ověřit, existují-li souvislosti mezi plynopropustností horninového masivu a horninovými klasifikačními systémy. Horninové klasifikační systémy jsou široce využívány v souvislosti s návrhem podzemních staveb a jsou s nimi dlouholeté zkušenosti. Jsou zaměřeny především na pevnost a stabilitu horninového masivu, nicméně popisují i vlastnosti ploch nespojitosti v horninách, které jsou pro propustnost masivu rozhodující. Výhodou těchto klasifikačních systémů je, že popis masivu je systematický a jednotný, což usnadňuje porovnávání mezi různými lokalitami. Proto by nalezení souvislosti popř. vytvoření korelace s plynopropustností bylo v budoucnu velmi užitečné. Obdobné korelace s horninovými klasifikacemi byly již v minulosti studovány a nalezeny, např. s hodnotami přítoků vody do tunelů [6]. Koncepce projektu tedy spočívá v popisu horninového prostředí, stanovení jeho plynopropustnosti pomocí in-situ testů a hledání vzájemných vztahů mezi horninovými klasifikacemi (popř. jejich vstupními parametry popisujícími vlastnosti diskontinuit) a plynopropustností.

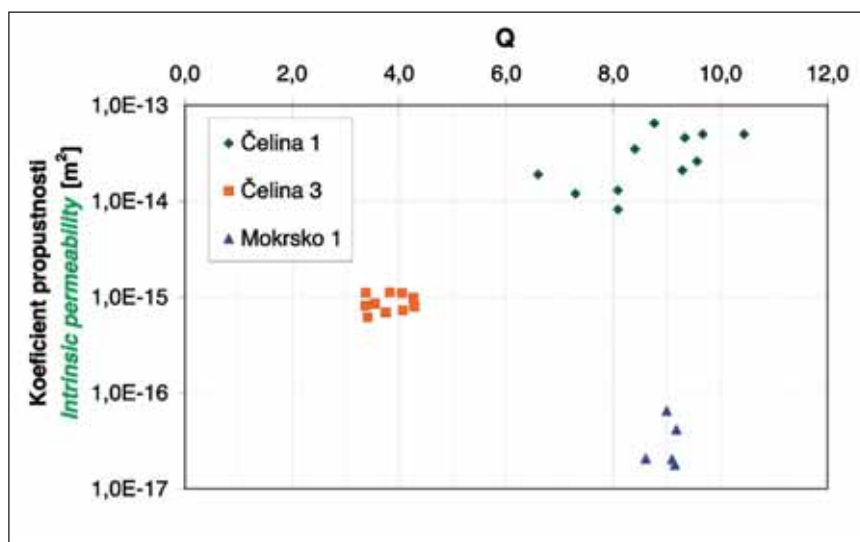
V rámci hledání korelace jsou porovnávány průměrné hodnoty horninových klasifikací (indexů) s průměrnými propustnostmi v jednotlivých zkoumaných vrtech (obr. 9), a dále v jednotlivých částech vrtů (etážích). Na obr. 10 je příklad srovnávání hodnot indexu Q a koeficientů propustnosti pro dosud vyhodnocené výsledky.

Výsledné hodnoty koeficientů propustnosti se ve vrtech na Čelíně pohybovaly od 10<sup>-14</sup> do 10<sup>-16</sup> m<sup>2</sup>, což řádově odpovídá výsledkům zjištěným při

there is long-term experience with them. They are focused first of all on the strength and stability of rock mass; nevertheless, they also describe the properties of discontinuity surfaces in rocks which are deciding for rock mass permeability. The advantage of these classification systems is the fact that the rock mass description is systematic and unified, which makes the comparison between various locations easier. For that reason it would be highly beneficial for the future if relationships were found or correlation with gas permeability was developed. Similar correlations with rock mass classifications were already studied and found in the past, for example correlations with the values of water inflows into tunnels [6]. Therefore, the project concept is that the rock environment is described, the gas permeability of the mass is determined by means of in-situ tests and relationships between rock mass classifications (or input parameters of the systems describing properties of discontinuities) and the gas proofing are sought.

Average values of the rock mass classifications (indices) and average permeability values for individual boreholes being examined (see Fig. 9) and for individual parts of the boreholes (stages) are compared within the framework of searching for the correlation. Picture 10 presents a comparison of Q index values with permeability coefficients for the results which have been assessed till now.

Resultant values of coefficients of permeability in boreholes in Čelina location varied from 10<sup>-14</sup> to 10<sup>-16</sup> m<sup>2</sup>, corresponding in the order of magnitude to results determined by injection tests carried out in the ALRS research centre, the USA, in fractured tuffs [7]. The rock mass permeability determined in granodiorites in the Mokrsko is found within the order of 10<sup>-17</sup> m<sup>2</sup>. For the purpose of comparison, the permeability values determined during pressure



Obr. 10 Srovnání hodnot indexu Q s koeficienty propustnosti  
Fig. 10 Comparison of Q index values with coefficients of permeability

injekčních testech v porušených tufech ve výzkumném centru ALRS v USA [7]. Propustnost masivu v granodioritech v oblasti Mokrsko se nachází v řádu  $10^{-17}$  m<sup>2</sup>. Pro porovnání jsou známy hodnoty propustnosti, které byly zjištěny při plynových tlakových zkouškách prováděných v kavernovém zásobníku plynu Háje u Příbrami [8]. Ten se nachází v obdobné hornině, ale v mnohem větších hloubkách a neporušených strukturách. Propustnost masivu zde byla stanovena v rozmezí od  $5 \cdot 10^{-17}$  do  $1 \cdot 10^{-18}$  m<sup>2</sup>. Dále je zajímavé srovnání s limitujícími hodnotami plynopropustnosti neporušených granitoidních hornin zjištěných při laboratorních zkouškách [9]. Koefficienty propustnosti, určené na vzorcích z různých oblastí ČR za trojosého stavu napjatosti s nárůstem bočního tlaku od 5 do 30 MPa, se pohybují v rozsahu od  $4 \cdot 10^{-17}$  (liberecká žula) do  $9 \cdot 10^{-20}$  m<sup>2</sup> (pro biotitický granodiorit z oblasti plynového zásobníku Háje).

## ZÁVĚR

Probíhající výzkum spočívá v hledání korelace mezi vybranými klasifikacemi a plynopropustností stanovenou pomocí plynových tlakových zkoušek. Nalezení souvislosti mezi plynopropustností a vlastnostmi horninového masivu popsané pomocí horninových klasifikačních systémů by značně zjednodušilo budoucí návrh podzemních zásobníků plynů a hlubinných úložišť radioaktivního odpadu.

V prvních fázích byly pro potřeby výzkumu provedeny celkem čtyři vrty. Testy v těchto vrtech přinesly velké množství relevantních dat, které umožňují studovat plynopropustnost horninového masivu. Doposud získaná data nebyla dostatečná k ustavení zcela spolehlivé obecné korelace. Ukázalo se, že pro tuto korelaci je třeba získat podstatně více výsledků experimentálního měření v různých geologických podmínkách, které by měl poskytnout pokračující výzkum.

Předpokládané výstupy výzkumu spočívají v pochopení chování plynů v reálných podmínkách horninového prostředí. Informace získané na základě in-situ testů budou sloužit jako podklady pro modelování migrace plynů horninovým prostředím a pro návrh metodiky monitorování podzemních zásobníků a úložišť.

## Poděkování

Výzkum by nemohl být realizován bez subprojektu NORM (A/CZ0046/2/0020), který je podpořen grantem z Islandu, Lichtenštejska a Norska v rámci Finančního mechanismu EHP a Norského finančního mechanismu.

ING. JIŘÍ SVOBODA, Ph.D., [svobodaj@fsv.cvut.cz](mailto:svobodaj@fsv.cvut.cz),  
ING. JAN SMUTEK, [jan.smutek@fsv.cvut.cz](mailto:jan.smutek@fsv.cvut.cz),  
Centrum experimentální geotechniky,  
FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT

Recenzoval: doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc.

gas testing in the Háje u Příbrami cavern gas storage are known [8]. The gas storage is found in similar rock mass, but at much greater depths and in undisturbed structures. In this location the permeability was determined to be within the range of  $5 \cdot 10^{-17}$  to  $1 \cdot 10^{-18}$  m<sup>2</sup>. Comparison with limiting values of the gas permeability of undisturbed granitic rocks determined during laboratory tests is also interesting [9]. The permeability coefficients which were determined on samples from various areas of the Czech Republic at the triaxial state of stress with the side pressure growing from 5 to 30 MPa vary from  $4 \cdot 10^{-17}$  m<sup>2</sup> (Liberec granite) to  $9 \cdot 10^{-20}$  m<sup>2</sup> (biotite granodiorite from the area of the Háje gas storage).

## CONCLUSION

The research which is currently in progress searches for a correlation between the selected classifications and the gas permeability determined by means of pressure gas tests. Finding a connection between gas permeability and the rock mass properties described by means of rock mass classification systems would significantly simplify future design of underground gas storage facilities and facilities for deep geological storage of radioactive waste.

A total of four boreholes were drilled for the needs of the research in the initial phases. The tests which were carried out on these boreholes provided a great quantity of relevant data, which make studying of rock mass gas permeability possible. The data which has been obtained till now has not been sufficient for the determination of absolutely reliable general correlation. It has turned out that, for this correlation, it is necessary to gather much more results of experimental measurements in various geological conditions, which should be provided by the continuing research.

The anticipated outputs of the research should make understanding of the behaviour of gases in real rock mass conditions possible. The information obtained on the basis of in-situ tests will be used as grounds for modelling migration of gases through rock environment and for proposing a methodology for monitoring underground storage facilities and repositories.

## Acknowledgements

The research could not be carried out without the NORM (A/CZ0046/2/0020) sub-project, which has been supported by a grant from Iceland, Norway and the Principality of Liechtenstein within the framework of the EHP Financial Mechanism and the Norwegian Financial Mechanism.

ING. JIŘÍ SVOBODA, Ph.D., [svobodaj@fsv.cvut.cz](mailto:svobodaj@fsv.cvut.cz),  
ING. JAN SMUTEK, [jan.smutek@fsv.cvut.cz](mailto:jan.smutek@fsv.cvut.cz),  
Centrum experimentální geotechniky,  
FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT

## LITERATURA / REFERENCES

- [1] MORÁVEK, P., et al. Zlato v Českém masívu. Praha : [s.n.], 1992. Psí hory, s. 65-72.
- [2] ROYLE, M. Standard operating procedures for borehole packer testing. 23 s. Dostupné z WWW: <[http://www.robertsongeoconsultants.com/hydromine/topics/Site\\_Assessment/Packer\\_testing.pdf](http://www.robertsongeoconsultants.com/hydromine/topics/Site_Assessment/Packer_testing.pdf)>
- [3] PALMSTRÖM, A. Combining the RMR, Q and RMI classification systems. [s.l.] : [s.n.], 2009. 25 s. Dostupný z WWW: <[http://www.rockmass.net/class/Combining\\_RMR-Q-RMI.pdf](http://www.rockmass.net/class/Combining_RMR-Q-RMI.pdf)>
- [4] BARTON, N., LIEN, R., LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. [s.l.] : Norwegian geotechnical institut, 1974. 48 s. ISBN 82-546-0034-1
- [5] RockMass AS. A site for information and communication in engineering geology and rock engineering [online]. 2010 [cit. 2010-08-15]. Spreadsheet for RMR-Q-RMI. Dostupné z WWW: <<http://rockmass.net/page.php?27>>
- [6] PANTHI, K. K. Analysis of Engineering Geological Uncertainties Related to Tunnelling in Himalayan Rock Mass Conditions. [s.l.], 2006. 189 s. Norwegian University of Science and Technology, Department of Geology and Mineral Resources Engineering. Dizertační práce. Dostupný z WWW: <<http://ntnu.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2:125901>>. ISBN 82-471-7825-7
- [7] ILLMAN, W. A.; TARTAKOVSKY, D. M. Asymptotic analysis of cross-hole pneumatic injection tests in unsaturated fractured tuff. In Water Resources 28. Elsevier Ltd, 2005. s. 1217-1229. doi:10.1016/j.advwatres.2005.03.011.
- [8] KUNEŠ, V., SMOLAŘ, Z. Zpráva o výsledcích stanovených plynovými tlakovými zkouškami na lokalitě Příbram-Brod. Praha, 1993. 9 s.
- [9] HOKR, M., et al. Výzkum procesů pole blízkých interakcí hlubinného úložiště vyhořelého jaderného paliva a vysoce aktivních odpadů Oblast 5: Studium zóny narušené hloubčími pracemi. Technická zpráva TUL Centra „ARTEC“ a Ústavu geoniky AV ČR, 2007. 51 s.

# ARCHEOLOGICKÉ VÝZKUMY PŘI VÝSTAVBĚ KOLEKTOROVÉ SÍTĚ V HISTORICKÉM JÁDRU BRNA

## ARCHAEOLOGICAL SURVEYS DURING THE CONSTRUCTION OF THE NETWORK OF UTILITY TUNNELS IN THE HISTORIC CORE OF THE CITY OF BRNO

VÁCLAV KOLAŘÍK, MAREK PEŠKA, ANTONÍN ZŮBEK

### ÚVOD

Archeologické výzkumy v prostoru historických jader našich měst v současnosti představují komplexní systematickou činnost, která v městě Brně probíhá již od 80. let<sup>[1]</sup> a v Praze dokonce již od konce 60. let. Větší vlna zájmu o naše středověká města však přišla až s politickými změnami a celkovým uvolněním společenské situace počátkem 90. let. Velké množství přestaveb a kompletní rekonstrukce infrastruktury byly doprovázeny rozsáhlými zemními zásahy, které měly za následek ztrátu cenných informací o stavebním, kulturním a historickém vývoji jednotlivých měst. Pro poznání nejstaršího období (13. a 14. století) jsou archeologické nálezy hlavním historickým pramenem, rozsáhlejší písemné zprávy máme k dispozici až z období pozdního středověku (od 15. století), případně novověku. Stavební plány a vyobrazení města pocházejí převážně až z novověku (od 17. století). Vzhledem ke skutečnosti, že historická tvář většiny našich měst se postupně vytrácela v celém poválečném období až do roku 1989, a to převážně bez jakékoli dokumentace, bylo třeba v 90. letech adekvátně reagovat na další vlnu přestaveb. Abychom si do budoucna uchovali alespoň nějakou část cenných informací, které rychle mizely pod lžícemi bagrů a dalších stavebních strojů, přistoupila řada archeologických organizací oprávněných Ministerstvem kultury ČR k této činnosti, k tzv. systematickým výzkumům historických městských jader. Většina staveb tak začala být doprovázena různou formou archeologického výzkumu, ať už celoplošných výzkumů uplatňovaných převážně u novostaveb, případně formou dokumentace řezů v rámci výstavby a rekonstrukcí inženýrských sítí. Pevnější podporu v této činnosti archeologické organizace získaly v evropské legislativě přistoupením ČR k Úmluvě o ochraně archeologického dědictví, tzv. Maltské konvenci<sup>[2]</sup> v září roku 2000, která byla podepsána 16. ledna 1992 v La Valettě. V preambuli se mimo jiné konstatuje, že „*archeologické dědictví je základním prvkem pro poznávání minulosti celého lidstva a že toto evropské dědictví, jež poskytuje doklady o dávné historii, je vážně ohroženo poškozováním způsobeným narušujícími počtem rozvojových projektů, přírodními riziky, tajnými nebo nevědeckými vykopávkami a nedostatečnou informovaností veřejnosti*“. Je zde také řečeno, že potřeba chránit archeologické dědictví by se měla odrážet v politice územního plánování.<sup>[3]</sup>

### VÝZKUMY V HISTORICKÉM JÁDRU BRNA

V rámci historického jádra města Brna (HJMB) se zásluhou dobré spolupráce s Magistrátem města Brna a jeho dceřinými organizacemi, jako jsou: Brněnské komunikace a. s., Technické sítě Brno, a. s., a Brněnské vodárny a kanalizace, daří od konce 90. let všechny stavební činnosti archeologicky zabezpečovat a z větší části tak naplňovat smysl Maltské konvence. Jedním z nejvýznamnějších investičních záměrů města Brna je výstavba sekundárních kolektorů v HJMB, která byla zahájena v roce 1992 v ulicích Josefská–Masarykova. Jedná se o liniové podzemní objekty umožňující vedení a ukládání inženýrských sítí při zachování jejich přístupnosti pro stálou kontrolu, opravy, údržbu popřípadě výměnu bez narušení povrchu komunikací. Projektovaná hloubka báze kolektorů jednotlivých ražených úseků leží převážně mezi šesti a sedmi metry od povrchu terénu a výška nadloží se pohybuje mezi dvěma až třemi metry.<sup>[4]</sup> Výška výrubu v hlavních trasách je mezi 3,2 a 4,2 m a šířka 2,4 až 3,7 m. Výstavba probíhá hornickým způsobem a délka postupového kroku je přibližně 0,8 m. Součástí vlastního tělesa podzemního kolektoru jsou i rozrážky k jednotlivým domům.

### INTRODUCTION

Archaeological surveys in the area of historic cores of our cities currently constitute a comprehensive systematic activity, which has been in progress in Brno since the 1980s<sup>[1]</sup> and in Prague even since the end of the 1960s. A more significant wave of interest in our medieval cities emerged later, with political changes and overall relaxing of the social situation at the beginning of the 1990s. Great quantities of reconstructions and complete reconstruction of urban infrastructures were accompanied by extensive groundwork resulting in the loss of precious information about construction-related, cultural and historic development of individual cities. Archaeological findings are the main historic sources for gaining knowledge of the oldest period (13<sup>th</sup> and 14<sup>th</sup> centuries). More extensive written records are available only for later periods of the late Middle Ages (from the 15<sup>th</sup> century) or the modern period. The majority of building plans and pictures of cities originated later, in the modern period (from the 17<sup>th</sup> century). Taking into consideration the fact that the historic face of most cities in our country gradually disappeared during the whole post-war period, till 1989, mostly without any documentation, it was necessary in the 1990s to adequately respond to another wave of reconstruction activities. With the aim of preserving for the future at least a part of precious information, which was rapidly disappearing under shovels of excavators and other construction machines, many archaeological organisations authorised by the Ministry of Culture of the Czech Republic set about this activity, comprising systematic surveys of historic centres of cities. Various forms of archaeological surveys started to be applied to the majority of construction projects, ranging from full-area surveys applied mainly to new constructions or having the form of documenting cross-sections within the framework of the construction work and reconstruction of utility networks. The organisations were provided with a firmer support in these activities owing to European legislation in September 2000, when the CR signed the Convention on the Protection of the Archaeological Heritage of Europe, referred to as the Malta Convention<sup>[2]</sup> (La Valetta, 1992). Apart from other things, it is stated in the preamble that *the archaeological heritage is essential to knowledge of the history of mankind; the European archaeological heritage, which provides evidence of ancient history, is seriously threatened with deterioration because of the increasing number of major planning schemes, natural risks, clandestine or unscientific excavations and insufficient public awareness*". In addition, it is stated in this document that the need to protect the archaeological heritage should be reflected in the town and country planning.<sup>[3]</sup>

### SURVEYS IN THE HISTORIC CORE OF THE CITY

All construction activities within the framework of the historic centre of the city of Brno (HCCB), owing to good collaboration with the municipal council of the City of Brno and its daughter companies, e.g. Brněnské komunikace a.s., Technické sítě Brno a.s. and Brněnské vodárny a kanalizace a.s., have been archaeologically secured since the 1990s, therefore a major part of the Malta Convention has been successfully accomplished. One of the most important investment projects of the city of Brno has been the development of a system of secondary utility tunnels in the HCCB, which started in Josefská and Masarykova Streets in 1992. The utility tunnels are linear underground structures allowing utility networks to be installed inside them, with the accessibility for permanent inspection, repairs, maintenance or replacement purposes maintained without interfering with the surface of roads. The design depth of the

Stavbu kolektoru doprovází řada vedlejších zemních zásahů, jako jsou těžní jámy o rozměrech až 5x7 m, vpusti pro dešťovou kanalizaci (cca 1x1 m), větrací šachty, výkopy při zabezpečování statiky okolních budov a přeložky plynového potrubí, které není vedeno kolektorem. Některé kratší úseky byly hloubeny z povrchu, např. na Dominikánském náměstí.

**I. etapa** sekundární kolektorové sítě (1992–2001) byla archeologicky sledována nesystematicky a poměrně nahodile, zahrnovala: 1. stavbu – Josefská–Masarykova; 2. stavbu – Josefská–Minoritská–Orlí; 3. stavbu – Kapucínské náměstí–Květinářská; 4. stavbu – Pánská–Radnická; 5. stavbu – Jánská; 6. stavbu – Jánská–Malinovského náměstí. Celková délka úseků I. etapy je 1790 m, což je asi 32 % předpokládané délky celého systému. U II. a III. etapy se podařilo realizovat řádný záchranný archeologický výzkum.<sup>[5]</sup>

**II. etapa** (2003–2005) zahrnovala: 7. stavbu – Kobližná–Poštovská–Kozí; 8. stavbu – Sukova; 10. stavbu – náměstí Svobody–sever, východ; 11. stavbu – náměstí Svobody–západ, Zámečnická; 18. stavbu – Zelný trh–Starobrněnská. Celková délka úseku II. etapy byla 1651 m, což je asi 26 % předpokládané délky celého systému sekundárních kolektorů.

**III. etapa** (2008–2010) zahrnuje 19. stavbu – Veselá–Dominikánské náměstí. Celková délka úseku III. etapy je 205 m, což jsou asi 4 % předpokládané délky celého systému. V letech 2009 a 2010 byla také dokumentována výstavba a rekonstrukce inženýrských sítí, částečně prováděná hornickým způsobem na Moravském náměstí, jež měla být součástí 13. stavby, od které bylo upuštěno.

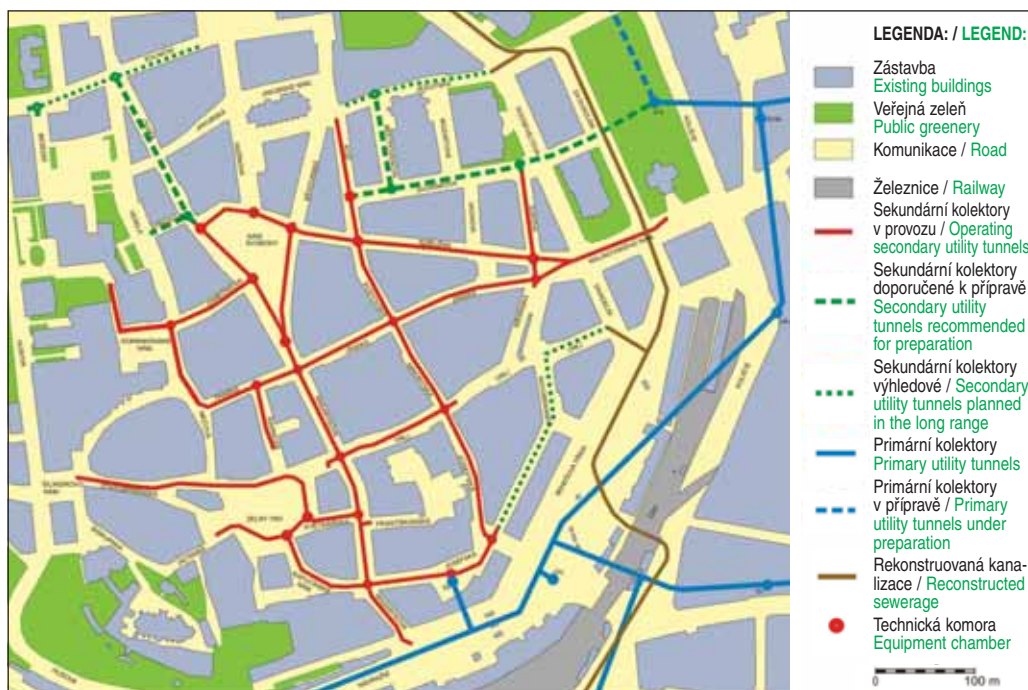
## METODIKA A CÍLE VÝZKUMU

Výzkum provedený metodou plošné exkavace byl uplatňován pouze v prostoru těžních šachet. Preparace situací probíhala po jednotlivých stratigrafických jednotkách (kulturních vrstvách) až na úroveň intaktního geologického podloží. Snížení svrchní recentní nadložní vrstvy na úroveň archeologického terénu bylo obvykle provedeno mechanizací. V jižní části města (Zelný trh), ve které se podloží nachází cca 0,5 až 1 m pod současným terémem, předcházela archeologický výzkum šachet vlastní stavbě. V severní části města (např. Kobližná ulice) bylo nezbytné nejprve odtěžit cca 1 m, zabezpečit těžní jámu ocelovým rámem



Obr. 2 Pohled na dřevěné roubení studny ze 2. pol. 13. století (10. stavba kolektoru náměstí Svobody; foto Archaia Brno)

Fig. 2 A view of timbering of a well from 2<sup>nd</sup> half of the 13<sup>th</sup> century (Lot No. 10 of the utility tunnel in Svobody Square; photo courtesy of Archaia Brno)



Obr. 1 Aktualizovaný plán sítě sekundárních kolektorů v HJMB. Plán je poskytnutý se souhlasem OTS MMB a společnosti Pöyry Environment, a. s.

Fig. 1 Updated layout of secondary utility tunnels in the HCCB. The layout is presented with the consent of the Brno Department of Utility Networks and Pöyry Environment, a. s.

bases of utility tunnels in individual mined sections ranges mostly from six to seven metres under the terrain surface and the height of the overburden varies between two and three metres.<sup>[4]</sup> The height and width of the excavated profile on main routes range from 3.2 to 4.2m and 2.4 to 3.7m, respectively. Mining methods have been applied to the construction, with the excavation round lengths of approximately 0.8m. Part of the utility tunnel body are stubs heading toward individual buildings. The utility tunnel construction is attended by numerous groundwork items associated with the tunnel, e.g. hoisting shafts with the dimensions of 5 x 7.5m, gullies on storm sewers (approximately 1 x 1m), ventilation shafts, trenches required for underpinning of neighbouring buildings and diversions of the gas pipeline which is not led through the utility tunnel. Some shorter sections, for example the section in Dominikánské Square, were built by the cut-and-cover method.

**Stage I** of the secondary utility tunnel network (1992-2001) was archaeologically monitored in a non-systematic and relatively random way; it comprised the following construction lots: Lot 1 – Josefská Street – Masarykova Street; lot 2 – Josefská Street – Minoritská Street – Orlí Street; lot 3 – Kapucínské Square – Květinářská Street; lot 4. – Pánská Street – Radnická Street; lot 5 – Jánská Street; lot 6 – Jánská Street – Malinovského Square. The total length of the sections forming Stage



Obr. 3 Pohled na proražený barokní sklep (10. stavba kolektoru náměstí Svobody; foto Archaia Brno)

Fig. 3 A view of a Baroque cellar broken through (Lot No. 10 of the utility tunnel in Svobody Square; photo courtesy of Archaia Brno)



Obr. 4 *Preparace archeologických situací z počátku 13. století v rámci TŠ6 před obchodním domem centrum na Koblížné ulici (7. stavba kolektoru Koblížná–Poštovská–Kozí; foto Archaia Brno)*

*Fig. 4 Preparation of archaeological situations from the beginning of the 13th century, carried out within the framework of TŠ6 shaft in front of Centrum department store in Koblížná Street (Lot No. 7 of the utility tunnel Koblížná–Poštovská–Kozí; photo courtesy of Archaia Brno)*

a postupně snižovat terén až do úrovně geologického podloží, které se zde nachází v hloubce cca 4 m. Tento způsob výzkumu byl komplikovanější, neboť vyžadoval úzkou součinnost se stavbou, která zabezpečovala průběžné osazování dalších ocelových rámu a torcretáž stěn šachty. Výzkum jedné šachty v obou případech nepřekročil 5 až 10 dní.

Vlastní trasa kolektoru byla podpovrchově ražena z těžních šachet. Dno ražby se nacházelo v hloubce přibližně 6–7 m pod současným povrchem. Šířka hlavní ražby se pohybovala zhruba od 2,5 do 3,5 m, výška zhruba okolo 3–3,5 m. Ražba probíhala hornickým způsobem po přibližně metrových úsecích, ručně nebo pomocí mechanizace. Kromě hlavní trasy kolektoru byly raženy ještě rozrážky k jednotlivým domům a kanalizační přípojky. Jejich šířka se pohybovala okolo 1–2,5 m. Naší prvotní snahou bylo kresebně a fotograficky dokumentovat každé nové čelo ražby a zpětně i boční řezy, což se ve druhém případě až na výjimky nedařilo. Ražba byla sledována každodenně, v případě pozitivního zjištění i vícekrát za den. Zpočátku byla dokumentována systematicky každá situace, později bylo od dokumentace archeologicky negativních situací upouštěno. Pro archeologické práce byly využívány přestávky na svačinu. Půdorysnou dokumentací odkrytých situací bylo možné pořizovat jen ve specifických případech (konstrukce ve stropě nebo zasahující pod dno kolektoru, tvar některých výkopů). Velmi obtížný byl obvykle odběr nálezů a vzorků.

Důležitou součástí výzkumu představoval dohled a dokumentace přeložek inženýrských sítí, přípojek a dalších výkopů souvisejících se stavbou. Měly různý tvar a rozměry a dosahovaly různých hloubek od 0,5 až 4 m. Pouze ve výjimečných případech, např. na Dominikánském náměstí, byly některé výkopy zkoumány formou plošného odkryvu, který trval cca 10 pracovních dní a stavba s těmito pracemi dopředu počítala.

Odhalené situace byly v návaznosti na archeologický výzkum sledovány i geologicky (Mgr. Lenka Lisá, Ph.D., Geologický ústav AV ČR), a to včetně odběru vzorků zemín. Především lze konstatovat, že byl opakovaně doložen přechod terciérní sedimentace do kvartérní. Ta se projevila po celou dobu ražby sprašovými sériemi a pohnutými půdami, vykazujícími navíc jevy typické pro deluviální sedimentaci a kryogenní textury.

Přestože stavba sekundárních kolektorů v HJMB byla prováděna pod současnými komunikacemi a obecně by se mohlo zdát, že jde vesměs o nezajímavý prostor, který byl povětšinou zničen nejruznějšími výkopy pro inženýrské sítě v průběhu 20. století, vůbec tomu tak není. Na přelomu 19. a 20. století v důsledku tzv. asanace městské zástavby byla řada ulic rozšířena a pod současnou vozovkou zůstaly základy historické zástavby a řada historických sklepů. Pod současnými komunikacemi byly již od středověku vedeny také nejruznější inženýrské stavby, nejstarší vodovod máme dokumentován z období pozdního středověku. Pod dnešními náměstími je dodnes dochována řada zasypaných studní, nejstarší z nich náleží již do 13. století. Z řady míst pod dnešní vozovkou máme dokumentovány také šterkování cest (městských komunikací) s četnými drobnými nálezy. Výjimkou nejsou ani situace nejruznějších odpadních jam pocházejících převážně z období počátku města. Prostor Moravského náměstí se navíc rozkládá na severním okraji města a zasahuje do historického předměstí, pod dlažbou jsou zde



Obr. 5 *Dokumentace řezu středověkým souvrstvím – stěny TŠ6 (7. stavba kolektoru Koblížná–Poštovská–Kozí; foto Archaia Brno)*

*Fig. 5 Documentation of a section – a wall of TŠ6 shaft (Lot No. 7 of the utility tunnel Koblížná–Poštovská–Kozí; photo courtesy of Archaia Brno)*

I amounts to 1790m, which is approximately 32 per cent of the anticipated complete system length. As far as stages II and III are concerned, archaeologists managed to carry out a regular saving archaeological research.<sup>[5]</sup>

**Stage II** (2003–2005) comprised: lot 7 – Koblížná Street – Poštovská Street – Kozí Street; lot 8 – Sukova Street; lot 10 – Svobody Square – North, East; lot 11 – Svobody Square – West, Zámečnická Street; lot 18 – Zelný Trh Square – Starobrněnská Street. The total length of the Stage II tunnel was 1651m, which is about 26 per cent of the anticipated length of the complete utility tunnels system length.

**Stage III** (2008–2010) comprised construction lot 19 – Veselá Street – Dominikánské Square. The total length of the Stage III section is 205m, which is roughly 4 per cent of the anticipated length of the entire system. In addition, the construction and reconstruction of utility networks, which was carried out in Moravské Square partially using mining methods in 2009 and 2010, was documented. The work was planned to be part of construction lot 13, which was later cancelled.

## METHODOLOGY AND OBJECTIVES OF THE SURVEY

The survey using the full-area excavation method was applied only in the areas of hoisting shafts. Preservation of situations was performed in individual stratigraphic units (cultural layers) down to the intact geological sub-grade level. Lowering of the recent upper cover layer to the archaeological terrain level was usually carried out using mechanical equipment. In the southern part of the city (Zelný Trh Square), in which the sub-grade is found about 0.5 to 1.0m under the current terrain level, the archaeological survey of shafts preceded the construction work itself. In the northern part of the city (e.g. Koblížná Street), it was first necessary to excavate an about 1.0m thick cover, support the hoisting shaft by a steel frame and lower the terrain in steps, down to the level of the geological sub-grade, which is found at the depth of about 4.0m in this location. This survey procedure was more complicated because of the fact that it required close cooperation with the construction, which carried out continuous installation of additional steel frames and spraying of concrete on the shaft walls. In both cases the survey of one shaft did not exceed 5 to 10 days.

The utility tunnel route itself was driven under the surface from hoisting shafts. The excavation bottom was found at the depth of about 6 – 7m under the existing surface. The width of the excavated cross-section on the main route varied roughly from 2.5 to 3.5m, the height fluctuated approximately about 3 – 3.5m. The excavation was carried out using mining methods, approximately in one metre long rounds, manually or by means of mechanical equipment. In addition to the main tunnel route excavation, there were short stubs of tunnels toward individual buildings and tunnels for house services driven. Their width fluctuated about 1 – 2.5m. Our initial effort was to document each new excavation face and, after the excavation, also the side walls, by drawings and photographs. Unfortunately, save for some exceptions, attempts to provide the latter documentation failed. The excavation was monitored daily, even several times in a day in the case of positive findings. At the beginning, each situation was documented in a systematic way; later documenting archaeologically negative situations was abandoned. Archaeological work was carried out during tea breaks. Ground plan documentation of exposed



Obr. 6 Rekonstrukce půdorysu gotické zástavby a průběhu středověkého opevnění při Brance na základě poznatků učiněných v rámci výstavby kolektoru (7. stavba a 8. stavba Sukova)

Fig. 6 Reconstruction of the ground plan of Gothic buildings and the layout of Medieval fortification at Branka, carried out on the basis of findings made during the course of the utility tunnel construction (Lot No. 7 and lot No. 8 Sukova Street)

konzervovány celé půdorysy základů středověkých domů a dlouhé úseky někdejší městské fortifikace.

Vlastní archeologický výzkum měl několik hlavních cílů:

1. vyzvednutí cenných archeologických nálezů (artefaktů) dotčených stavbou;
2. topografickou rekonstrukci někdejšího průběhu jednotlivých ulic a dílčích historických staveb (např. středověké branky v ulici Koblížna) a bližší osvětlení jejich stavebního vývoje;
3. dokumentaci historických inženýrských zařízení např. vodovodů a studní;
4. dokumentaci úprav povrchu středověkých komunikací a rekonstrukci historického reliéfu města.

## VÝSLEDKY VÝZKUMŮ

Vlastní výzkum přinesl velké množství dílčích výsledků, ze kterých se budeme snažit stručně a ilustrativně prezentovat pouze malou část.

Nejstarším a nepřekvapivějším nálezem, který byl v průběhu archeologického výzkumu kolektoru Koblížna učiněn, je krátký úsek (cca 1,5 m) hrotitého příkopu dokumentovaného v sondě 20. Na základě fragmentů keramiky objevených v zásypu lze tento příkop datovat do období mladší doby kamenné (neolitu), resp. staršího stupně lidu kultury s moravskou malovanou keramikou (cca 4700 až 4000 před Kristem). Nález je možné interpretovat jako pozůstatek kruhového kultovního objektu – tzv. rondelu. Je nejsevernějším nálezem svého druhu na Moravě.

Zcela zásadní byl výzkum pro osvětlení otázky možné existence tzv. Městského potoka, již téměř sto let předpokládaného na základě několika málo historických indicí. Potok měl téci po Koblížné ulici a zaniknout někdy ve 13. či 14. století. Již v průběhu terénní části výzkumu byly proti této představě vzneseny silné námitky a po dokončení všech větví ražby bylo konstatováno, že hypotéza hledající kvartérní vodní tok, který by se v těchto místech dožil vrcholného



Obr. 7 Dominikánské náměstí – TŠ1, detail novověkého vodovodu z přelomu 17. a 18. století (19. stavba Veselá–Dominikánské náměstí; foto Archaia Brno)  
Fig. 7 Dominikánské Square –TŠ1 shaft, a detail of a Early Modern water line from the end of 17<sup>th</sup> century (Lot. No. 19 Veselá Street–Dominikánské Square; photo courtesy of Archaia Brno)



Obr. 8 Detail spojení keramických vodovodních trubek odkrytých v rámci TŠ1 (19. stavba Veselá–Dominikánské náměstí; foto Archaia Brno)  
Fig. 8 A detail of a joint between clayware water pipes exposed within the framework of sinking TŠ1 (Lot No. 19 Veselá Street–Dominikánské Square; photo courtesy of Archaia Brno)



Obr. 9 Výdřeva roubené studny z 2. pol. 13. století (19. stavba Veselá–Dominikánské náměstí; foto Archaia Brno)

Fig. 9 Timbering of a well from the 2nd half of the 13th century (Lot No. 19 Veselá Street–Dominikánské Square; photo courtesy of Archaia Brno)

středověku, nemá ve zjištěné nálezové situaci prozatím opodstatnění, a to jak geologické, tak archeologické.

Komplexním výzkumem se nám podařilo upřesnit vývoj historické zástavby ulic Sukovy, Kobližné, Poštovské, Kozí, Starobrněnské, náměstí Svobody a Zámečnické. V rámci ulice Sukovy bylo např. dokumentováno i hospodářské zázemí jedné z měšťanských parcel reprezentované několika odpadními jímkami a odpadními jámami z období od 13. do 16. století. Z těchto objektů pochází řada nálezů středověké keramiky a skla.

V ražbách byly také opakovaně narušovány sklepy historických domů zmíněných ulic, které patrně víceméně fungují v téměř nezměněné trase od vrcholného středověku. Řada sklepů byla známá již před započatím ražby z projektu Sanace podzemí, který předcházela výstavbě kolektoru, některé však byly zkoumány poprvé (např. náměstí Svobody 10, 13, 16, 19, 20, Mečová 7, Starobrněnská 7, 16, Zelný trh 16). Bohužel právě nejceněnější gotické a pozdně gotické sklepy byly často ražbou z velké části zcela zničeny.

Jednou z klíčových otázek, na kterou měl výzkum kolektorů Kobližná odpovědět, je průběh městské hradby a podoba nejstarších částí opevnění. Na východě uzavírala ulici Kobližnou městská hradba, která zde byla nejpozději ve 14. století prolomena tzv. městskou branou (*portula civitatis*) poprvé zmíněnou až roku 1343. Historická situace byla rekonstruována na základě archeologického výzkumu v prostoru šachty T6 před OD Centrum na Kobližné ulici.

Jeden z ucelnějších výsledků výzkumu sekundárního kolektoru nám přinesl odkryv v prostoru Jakubského náměstí v místě, kde v 19. století stával nárožní dům. Prostor při ústí ulic Kozí, Běhounská a Jezuitská byl bohužel postupně zničen řadou dlířích terénních výkopů, kvůli kterým se však podařila provést alespoň částečná rekonstrukce tohoto místa. Z hlediska historické topografie víme, že v těchto místech stával dům Jakubské nám. č. p. 110 – „Café Spranz“, který byl zbourán roku 1907 v souvislosti s asanací historického jádra Brna. K tomuto domu existuje historický plán, takže je možné v kombinaci s výsledky archeologického výzkumu celou situaci částečně rekonstruovat.

V rámci výzkumu sekundárních kolektorů bylo dokumentováno několik studní. Tři pocházely ze 13. století a měly dřevěnou konstrukci (jedna na Dominikánském náměstí a dvě na náměstí Svobody). Tři

situations could be provided only in specific cases (structures in the excavation crown or extending under the utility tunnel bottom, geometry of some trenches). It was usually very difficult for archaeologists to collect findings and samples.

Supervision and documentation of diversions of utility networks, house services and other trenches associated with the project formed a significant part of the research. They differed in geometry and dimensions and their depths varied from 0.5 to 4m. It was only in exceptional cases, e.g. in Dominikánské Square, that some trenches were examined in the form of a full-area exposure, which took approximately ten working days; the construction management had allowed for these activities in advance.

The revealed situations were even monitored from the geological point of view (Mgr. Lenka Lisá, PhD., the Institute of Geology AS CR), including collecting ground samples. It is possible to preliminary state that the transition of Tertiary sedimentation to Quaternary sedimentation was repeatedly documented. The latter manifested itself throughout the tunnel excavation period by loess series and buried soils, which, in addition, exhibited phenomena typical for deluvial sedimentation and cryogenic textures.

Despite the fact that the construction of secondary utility tunnels in the HCCB was carried out under existing roads and, in general, it could seem that this space was mostly unattractive because of the fact that it had been mostly damaged by various trenches for utility networks during the 20<sup>th</sup> century, the truth was completely different. Many streets were widened at the turn of the 20<sup>th</sup> century as a result of the redevelopment of the urban setting. Foundations of historic buildings and numerous cellars remained under the today's road surface. Various utilities were led under the current roads from the Middle Ages; we have documented the oldest water pipeline to exist in the late Middle Ages. Several backfilled wells have been preserved under current squares up to the present time; the oldest of them date from the 13<sup>th</sup> century. Road (street) gravelling with numerous minor findings has been documented in several locations under



Obr. 10 Odebírání vzorků výdřevy studny pro dendrochronologickou analýzu (19. stavba Veselá–Dominikánské náměstí; foto Archaia Brno)

Fig. 10 Collecting samples from well timbering (Lot No. 19 Veselá Street–Dominikánské Square; photo courtesy of Archaia Brno)



Obr. 11 Archeologické situace odkryté při výkopu nadzemní části kolektoru na Dominikánském náměstí v Brně, výkopy vstupu do dřevohliněného suterénu středověkého domu (19. stavba Veselá–Dominikánské náměstí; foto Archaiia Brno)

Fig. 11 Archaeological situations exposed during the excavation for the above-ground part of the utility tunnel leading to Dominikánské Square in Brno; excavation for the entrance to the timber-loam basement (Lot No. 19 Veselá Street–Dominikánské Square; photo courtesy of Archaiia Brno)

byly vyžděny z kamenů (v Koblížně a Zámečnické ulici a na Zelném trhu). Další studny byly vyžděvené. Část konstrukce unikátně zachované studny z náměstí Svobody byla pečlivě rozebrána, konzervována a následně zpět zrekonstruována jako exponát, který je dnes součástí stálé výstavy v Muzeu města Brna na Špilberku. Vyzvednutí částí studny bylo patrně největší komplikací, kterou záchranný archeologický výzkum při výstavbě sekundárních kolektorů v HJMB přinesl. Stavbě tato situace přinesla několikadenní zdržení.

V prostoru těžní šachty na Dominikánském náměstí byl dokumentován raně novověký vodovod (17. století), z něhož bylo vyzvednuto několik keramických trubek.

Díky řadě výkopů a přeložek inženýrských sítí byl upřesněn stavební vývoj tzv. Královské kaple založené českým králem Václavem II. roku 1297 a charakter zástavby někdejší severní uliční fronty Rybného trhu (dnešní Dominikánské náměstí).

## ZÁVĚR

Archeologické výzkumy doprovázející velké inženýrské stavby jako sekundární kolektory se mnohým laikům a technikům mohou zdát jako zbytečné. Cílem našeho krátkého příspěvku bylo poukázat na zajímavé výsledky, které tyto výzkumy přinesly v uplynulých sedmi letech v Brně. Chtěli jsme poukázat hlavně na skutečnost, že obecná představa: „na ulici je už všechno překopané sítěmi a vše je pouze navážka“ vůbec neodpovídá realitě. Archeologické situace jsou leckde zachované ve velmi dobrém stavu a zničí je až zemní práce související s výstavbou kolektorů. Patrně hlavním důvodem určité nevhodnosti stavů vůči archeologům jsou termíny, případně vynaložené finanční prostředky. V obou případech to není nepřekonatelný problém. Pokud se s pracovníky v oblasti památkové péče spolupracuje již ve fázi projektové přípravy, lze harmonogramy

the current roadways. Even the situations of various waste holes which mostly originated in the city origination period are not exceptional. In addition, the space of Moravské Square is situated on the northern edge of the city, extending into the historic suburb. There are complete ground plans of foundations of medieval buildings and long stretches of former urban fortification preserved under the cobblestone pavement in this area.

The archaeological survey itself had several main objectives:

- 1) collecting valuable archaeological findings (artefacts) affected by the construction;
- 2) topographical reconstruction of the former routes and locations of individual streets and partial historic structures (e.g. medieval gates in Koblížná Street) and more detailed explanation of their development;
- 3) documenting historic utility facilities, e.g. water pipelines and wells;
- 4) documenting the design of the surface of medieval roads and reconstructing the historic relief of the city.

## RESEARCH RESULTS

The research itself yielded a large quantity of partial results; we will try to present only a small portion of them, in a concise and illustrative way.

The oldest and most surprising finding revealed during the course of the archaeological research for the Koblížná Street utility tunnel is a short section (about 1.5m long) of a pronged trench documented in trial hole No. 20. This trench can be dated, on the basis of clayware fragments discovered in the backfill, to the Younger Stone Age (the Neolite period) or the older stage of the people of the Moravian painted ware culture (approximately 4700 to 4000 BC). The finding can be interpreted as remains of a circular cult structure – the so-called roundel. It is a northernmost finding of its kind in Moravia.

The research was absolutely crucial for the clarification of the issue of the possible existence of the so-called Town Brook, which has been for nearly hundred years presumed on the basis of some historic indications. The brook was assumed to flow along Koblížná Street and disappear sometime during the 13<sup>th</sup> or 14<sup>th</sup> century. It was as early as during the field survey stage that strong objections were raised against this notion and it was stated after the completion of all branches of the underground excavation that the hypothesis seeking a Quaternary water course which would have existed in the High Middle Ages has, for the time being, no substantiation in the encountered finding situation, neither in terms of geological non archaeological findings.

We managed through the comprehensive research to improve the knowledge of the development of historic buildings on Sukova, Koblížná, Poštovská, Kozí, Starobrněnská and Zámečnická Streets and Svobody Square. For instance, as far as Sukova Street is concerned, farming hinterland of one of burgher ground plots represented by sumps and waste holes dated from the 13<sup>th</sup> to 16<sup>th</sup> century was documented. Many findings of medieval clayware and glass were made in these locations.

In addition, the underground excavation activities repeatedly disturbed cellars of historic buildings in the above-mentioned streets, which have probably been more or less in operation on the route nearly unchanged since the High Middle Ages. Numerous cellars had been known even before the excavation started from the project of Rehabilitation of Underground Spaces, which preceded the utility tunnel construction project. But some cellars were surveyed for the first time (e.g. Svobody Square 10, 13, 16, 19, 20, Mečová Street 7, Starobrněnská Street 7, 16, Zelný Trh Square 16). Unfortunately, a significant part of the most valuable Gothic and Late Gothic cellars was often completely destroyed by the tunnel excavation.

One of crucial questions the research on the utility tunnels in Koblížná Street was expected to answer is the route of the town wall and the shape of the oldest parts of the fortification. In the east, Koblížná Street was closed by the town wall, which was, not later than the 14<sup>th</sup> century, broken through, forming the so-called Town Gate (*portula civitatis*), which was mentioned for the first time in 1343. The historic situation was reconstructed on the basis of the archaeological survey in the area of shaft T6 located in front of Centrum department store in Koblížná Street.

One of the most comprehensive results of the survey for the secondary utility tunnel was obtained from the exposure in the area of Jakubské Square, in the location where a corner building used to stand in the 19<sup>th</sup> century. Unfortunately, the space at the mouths of Kozí, Běhounská and Jezuitská Streets was gradually destroyed by many partial excavations, owing to which, on the other hand, at least partial reconstruction of this location could be successfully accomplished. From the perspective of historical topography, we know that there was the Jakubské Square No. 110





Obr. 12 Dokumentace pozdněstředověkého základu vyzdění městského příkopu v rámci ražby kolektorů na Moravském náměstí (foto Archaia Brno)  
Fig. 12 Documentation of the Late Medieval foundation of a town-moat wall carried out within the framework of the excavation of the utility tunnel in Moravské Square (photo courtesy of Archaia Brno)

stavby přizpůsobit záchranným archeologickým pracím v terénu. Ostatně z hlediska času jsou nejnáročnější zemní práce související s hloubením těžních šachet, jde cca o 5 nejvýše však 10 pracovních dní. Archeologický dohled vlastní ražby probíhá průběžně, tak aby minimálně narušil podzemní práce. Doufáme, že výsledkem dobré spolupráce staveřů, archeologů a památkářů může být nejen hladký průběh vlastních inženýrských staveb, ale i poznání části naší bohaté minulosti. A to není málo.

MGR. VÁCLAV KOLAŘÍK, [vkolarik@archaiabrno.cz](mailto:vkolarik@archaiabrno.cz),  
MGR. MAREK PEŠKA, [mpeska@archaiabrno.cz](mailto:mpeska@archaiabrno.cz),  
MGR. ANTONÍN ZŮBEK, [azubek@archaiabrno.cz](mailto:azubek@archaiabrno.cz),  
ARCHAIA BRNO, o. p. s.

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, ČSc.

building "Café Spranz" in this location, which was torn down in 1907 in the context of the rehabilitation of the historic core of the city of Brno. A historical drawing of this building exists; therefore, it is possible in combination with results of the archaeological survey to partially reconstruct the whole situation.

Several wells were documented within the framework of the research for the secondary utility tunnels. The structures of three of them, originating in the 13<sup>th</sup> century, were made of timber (one in Dominikánské Square and two in Svobody Square). Three were lined with masonry (in Koblížná and Zámečnická Streets and in Zelný Trh Square). Other wells were provided with timbering. Part of the structure of a uniquely preserved well from Svobody Square was carefully dismantled, conserved and subsequently again reconstructed as an exhibit, which is currently part of a permanent exhibition in the Brno City Museum on Špilberk Hill. Lifting of parts of the well was probably the most serious complication the saving archaeological survey brought about during the construction of secondary utility tunnels in the HCCB. As far as the construction work is concerned, this situation caused a several days' delay.

An Early Modern Era water pipeline (the 17<sup>th</sup> century) was documented in the area of the hoisting shaft in Dominikánské Square. Several earthenware tubes were collected from the pipeline.

The building development of the so-called Royal Chapel, which was founded by Czech king Wenceslas II in 1297, and the character of buildings in the former northern frontage of Rybný Trh Square (today's Dominikánské Square) were clarified owing to the numerous tranches for utility networks and their diversions.

## CONCLUSION

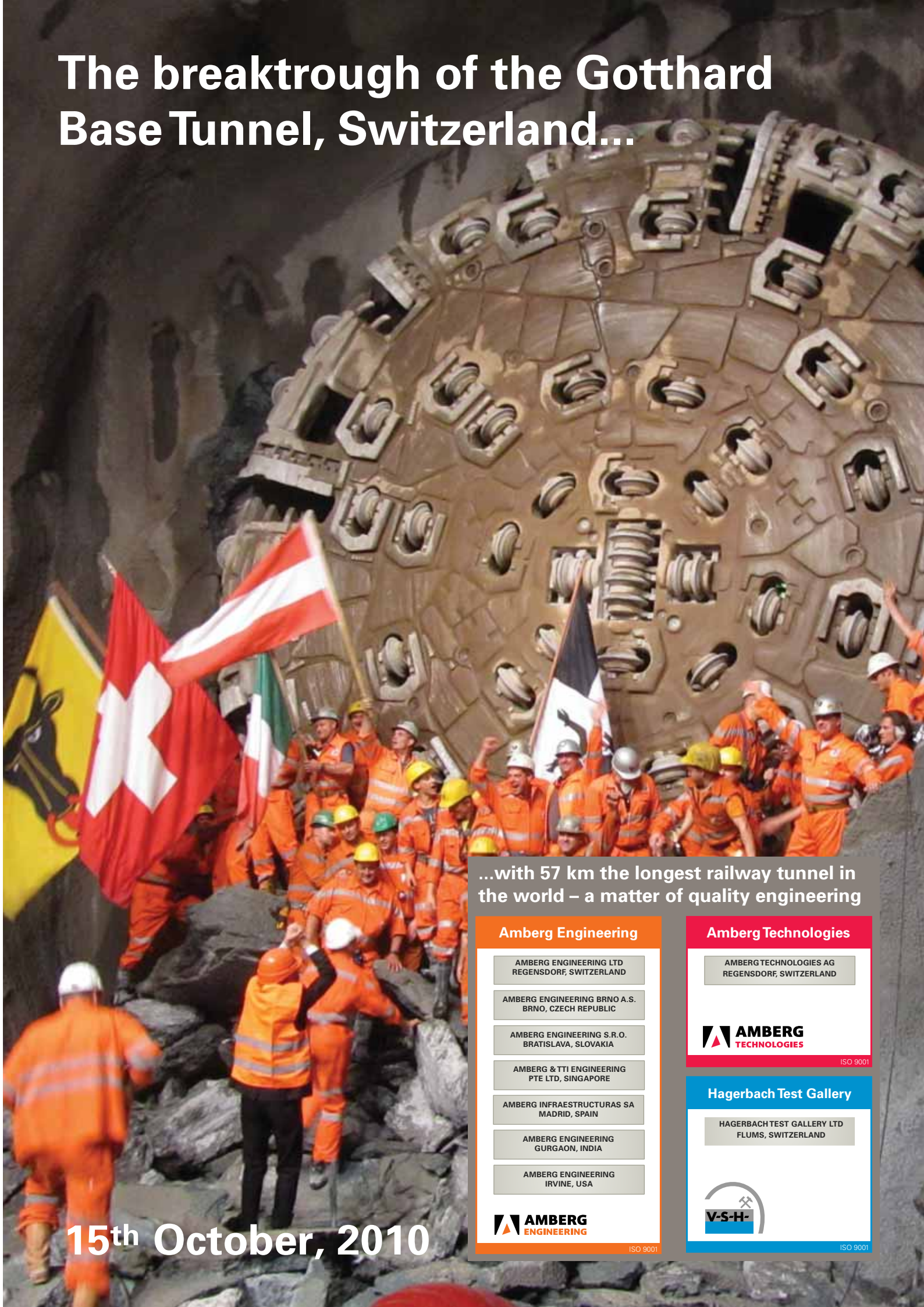
Archaeological surveys accompanying large civil engineering projects such as secondary utility tunnels may seem to many lay persons and technicians to be unnecessary. The objective of our short paper was to point out the interesting results yielded by these surveys during the past seven years in Brno. We wished to advert first of all to the fact that the general notion that "everything in the streets was dug over during the work on utility networks, therefore everything is only man-made ground" does not at all correspond to the reality. Archaeological situations are in various locations in very good condition. They are destroyed only during the groundwork associated with the construction of utility tunnels. Probably the main cause of certain animosity of builders towards archaeologists is the deadlines or financial means invested in their operations. In both cases this is not an insurmountable problem. If builders collaborate with workers employed in the area of care of historical monuments as early as the designing stage, construction schedules can be adapted to saving archaeological operations in the field. Besides, from the aspect of time, the most demanding groundwork is the sinking of hoisting shafts; it takes about 5 working days, never more than 10 days. Archaeological supervision over tunnel excavation itself is carried out continuously in a way reducing disruption of underground work to a minimum level. We believe that good collaboration between builders, archaeologists and conservationists can result not only in a smooth course of the construction work itself but also in improving the knowledge of our chequered history. It is therefore worth our efforts.

MGR. VÁCLAV KOLAŘÍK, [vkolarik@archaiabrno.cz](mailto:vkolarik@archaiabrno.cz),  
MGR. MAREK PEŠKA, [mpeska@archaiabrno.cz](mailto:mpeska@archaiabrno.cz),  
MGR. ANTONÍN ZŮBEK, [azubek@archaiabrno.cz](mailto:azubek@archaiabrno.cz),  
ARCHAIA BRNO, o. p. s.

## LITERATURA / REFERENCES

- [1] Holub, P., Kolařík, V., Kováčik, P., Merta, D., Peška, M., Procházka, R., Zapletalová, D., Zůbek, A. Systematický archeologický výzkum města Brna. In *Forum urbes medii aevi I*, 2003, s. 57-97.
- [2] *Úmluva o ochraně archeologického dědictví Evropy*. Viz <http://www.npu.cz/prur/download>
- [3] Merta, D., Peška, M. Městská archeologie, památková péče a žijící město. *Zprávy památkové péče*, 2006, roč. 66, č. 2, s. 123-126.
- [4] Torner, V. Obnova technických sítí v Brně. *Stavebnictví*, 2007, č. 5.  
Sedláček, B., Konopásek, E., Vraňan, J. Zkušenosti z výstavby kolektorů K10 a K11 v Brně. *Tunel*, 2005, roč. 14, č. 2, s. 13-18.  
Dvořák, F., Sedláček, B., Torner, V. Výstavba sekundárních kolektorů v historickém jádru města Brna spolufinancovaná ze zdrojů Evropské unie. *Tunel*, 2004, roč. 13, č. 2, s. 33-38.  
Hanák, J., Pazdírek, O., Rech, S. Poznatky z geologického sledu a z geotechnického monitoringu ražeb sekundárních kolektorů v historickém jádru Brna v roce 2003. *Tunel*, roč. 13, č. 2, s. 18-24 ad.
- [5] Holub, P., Kolařík, V., Merta, D., Peška, M., Zapletalová, D., Zůbek, A. Předběžné výsledky záchranných archeologických výzkumů v Brně v roce 2004. *Přehled výzkumů*, 2004, č. 46, s. 59-61 ad.  
Holub, P., Kolařík, V., Merta, D., Peška, M., Zapletalová, D., Zůbek, A. Předběžné výsledky záchranných archeologických výzkumů v Brně v roce 2006. *Přehled výzkumů*, 2006, č. 48, s. 173-175, 185-190 ad.

# The breakthrough of the Gotthard Base Tunnel, Switzerland...



...with 57 km the longest railway tunnel in the world – a matter of quality engineering

## Amberg Engineering

AMBERG ENGINEERING LTD  
REGENSDORF, SWITZERLAND

AMBERG ENGINEERING BRNO A.S.  
BRNO, CZECH REPUBLIC

AMBERG ENGINEERING S.R.O.  
BRATISLAVA, SLOVAKIA

AMBERG & TTI ENGINEERING  
PTE LTD, SINGAPORE

AMBERG INFRASTRUCTURAS SA  
MADRID, SPAIN

AMBERG ENGINEERING  
GURGAON, INDIA

AMBERG ENGINEERING  
IRVINE, USA



ISO 9001

## Amberg Technologies

AMBERG TECHNOLOGIES AG  
REGENSDORF, SWITZERLAND



ISO 9001

## Hagerbach Test Gallery

HAGERBACH TEST GALLERY LTD  
FLUMS, SWITZERLAND



ISO 9001

15<sup>th</sup> October, 2010

## FOTOREPORTÁŽ Z VÝSTAVBY TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA (STAV K 11/2010)

### PICTURE REPORT ON THE CONSTRUCTION OF THE BLANKA COMPLEX OF TUNNELS (AS OF 11/2010)



Obr. 1 Zajistění stavební jámy Patočkova pro hloubené tunely SAT 2B  
Fig. 1 Stabilisation of the Patočkova Street construction trench for SAT 2B cut and cover tunnels



Obr. 2 Stavební jáma Myslbekova a staveniště hloubených tunelů Patočkova  
Fig. 2 The Myslbekova Street construction pit and the construction site for Patočkova Street cut-and-cover tunnels



Obr. 3 Portál vzduchotechnického kanálu v jámě Myslbekova  
Fig. 3 Ventilation duct portal in the Myslbekova construction pit



Obr. 4 Stavební jáma Myslbekova a staveniště hloubených tunelů Patočkova  
Fig. 4 The Pražský Most construction pit



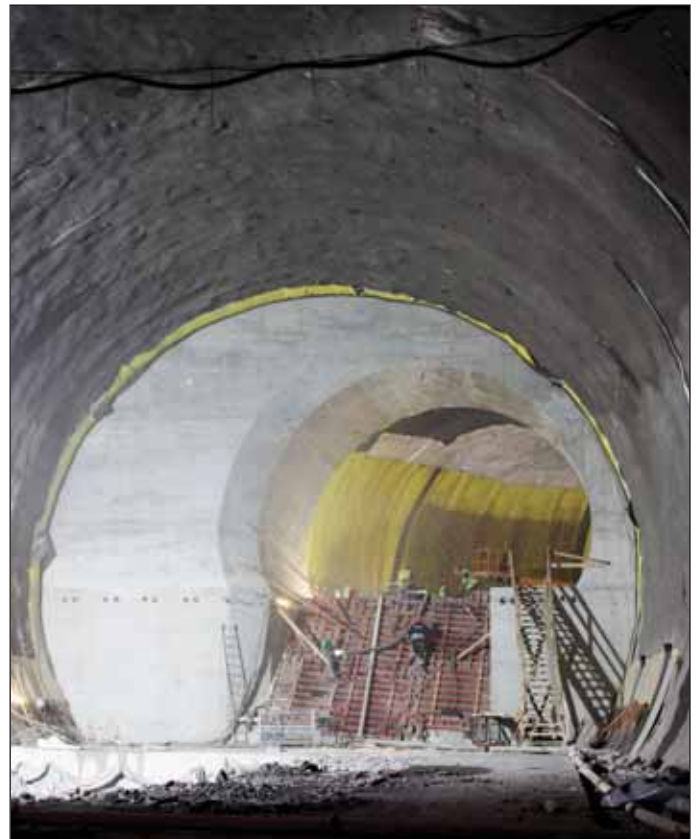
Obr. 5 Příprava k zahájení ražby severního tunelu Brusnice z jámy Prašný most  
Fig. 5 Preparations for commencing the excavation of the northern tube of the Brusnice tunnel from the Prašný Most construction pit



Obr. 6 Rozplet vjezdové rampy 2 a jižního tunelu u Hradčanské  
Fig. 6 Bifurcation of the exit ramp No. 2 and the southern tunnel tube near Hradčanská station



Obr. 7 Výstavba jižních ramp křižovatky U Vorlíků  
Fig. 7 Construction of southern ramps of the U Vorlíků grade-separated intersection



Obr. 8 Definitivní ostění v místě napojení strojovny vzduchotechniky a TGC4  
Fig. 8 The final lining at the connection of the ventilation plant cavern and the service centre TGC 4



Obr. 9 Ražba vzduchotechnického kanálu 04 pod Letnou  
Fig. 9 Excavation of the Ventilation Duct 04 under Letná



Obr. 10 Klasická a klenbová konstrukce jižního hloubeného tunelu v Troji  
Fig. 10 Classical structure and vaulted structure of the southern cut-and-cover tunnel in Troja

# FOTOREPORTÁŽ ZE SLAVNOSTNÍHO OTEVŘENÍ SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY STAVEB 512, 513 A 514

## PICTURE REPORT OF THE INAUGURATION OF PRAGUE CITY RING ROAD SECTION COMPRISING LOTS 512, 513 AND 514



Obr. 1 Pohled od portálu Komořany stavby 513  
Fig. 1 A view from the Komořany portal, Lot 513



Obr. 2 Estakáda spojující tunely staveb 513 a 514  
Fig. 2 The viaduct connecting tunnels forming construction lots 513 and 514



Obr. 4 Pohled do údolí  
Fig. 4 A view of the Vltava River valley



Obr. 6 Odměna stavbařům za čtyřleté úsilí – čočka a soda  
Fig. 6 Reward for the builders for the four-year endeavour – lentils and soda water



Obr. 3 Architektonické ztvárnění portálů tunelů stavby 514  
Fig. 3 Architectural design for tunnel portals, Lot 514



Obr. 5 Zahájení provozu za účasti prezidenta republiky Václava Klause, ministra dopravy Víta Bárty a primátora Pavla Béma  
Fig. 5 Opening to traffic event, in the presence of Mr. Václav Klaus, the President of the Czech Republic, Mr. Vít Bárta, Minister of transport, and Mr. Pavel Bém, Lord Mayor of the City of Prague



Obr. 7 Slavnostní přestřižení pásky  
Fig. 7 Celebratory cutting the tape

## GRATULUJEME!

Na stavbě tunelu Gotthard se používají přísady GLENIUM®, DELVO® Crete a MEYCO® SA pro optimalizaci betonu při jeho použití v náročných podmínkách v podzemí. Pro aplikaci betonu se používají speciální stříkací stroje MEYCO® Potenza, MEYCO® Oruga a MEYCO® Suprema. Sekci Bodio chrání před vysokými teplotami ochranný nástřík definitivní betonové obezdívky MEYCO® Fireshield 1350.

 **BASF**

The Chemical Company



## Expanding Horizons

© AlpTransit Gotthard AG

## Underground

**MEYCO**

BASF Stavební hmoty Česká republika s.r.o., F. V. Veselého 2760/7, 193 00 Praha  
[www.basf-sh.cz](http://www.basf-sh.cz), [www.meyco.basf.com](http://www.meyco.basf.com)



## Energie – stavební a báňská

is construction and mining joint-stock company with shareholders' capital of CZK 235 million, seven hundred permanent employees and current external turnover of CZK 2.463 milliard.



**energie**  
STAVEBNÍ A BÁŇSKÁ

Plzeňská 276, 151 23 Prague 5  
Czech Republic  
Telephone: +420 257 282 111  
E-mail: energie@enas.cz  
[www.energie-as.cz](http://www.energie-as.cz)

## ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

### 10 LET CENY AKADEMIKA QUIDA ZÁRUBY PRO MLADÉ INŽENÝRSKÉ GEOLOGY A GEOTECHNIKY 10TH ANNIVERSARY OF PRESENTING QUIDO ZÁRUBA AWARDS FOR YOUNG ENGINEERING GEOLOGISTS AND GEOTECHNICIANS

The Quido Záruba Award is intended for young engineering geologists and geotechnicians, to be presented for the most valuable and interesting projects in the area of practice and research in the fields of Soil Mechanics, Rock Mechanics, Engineering Geology, Underground Construction, Foundation Engineering, Geotechnical and Engineering-Geological Survey, and Environmental Geotechnics. Candidates for the award must not exceed the age limit of 36 years during the year for which the award is presented.

The award is presented by two Czech professional companies acting in the field of engineering geology and geotechnics: the Czech Association of Engineering Geologists and ARCADIS Geotechnika, a.s., which, at the same time, guarantees and co-ordinates the activities aimed toward the award and even sponsors the award. Since 2009 the Slovak Association of Engineering Geologists has joined the above-mentioned organisations.

The Award is presented annually on the occasion of the geotechnical seminar "Prague Geotechnical Days" for the best project in the industry in the preceding year.

Academician Quido Záruba was the founder of the new branch of engineering geology in the 1920s, in the then Czechoslovakia. In addition, he was a founding member of the IAEG, the International Association for Engineering Geology and the first president of this association.

Cena akademika Quido Záruby je určena pro mladé inženýrské geology a geotechniky za nejhodnotnější a nejzajímavější práce z oblasti praxe a výzkumu v oborech Mechanika zemin, Mechanika hornin, Inženýrská geologie, Podzemní stavby, Zakládání staveb, Geotechnický a Inženýrskogeologický průzkum a Environmentální geotechnika. Kandidáti na cenu nesmí v roce, za který se cena uděluje, překročit věkovou hranici 36 let.

Cenu udělují obě české profesní společnosti, působící v oboru inženýrské geologie a geotechniky ČAIG a ČGtS a společnost ARCADIS Geotechnika, a. s., která zároveň činnost směřující k vyhlášení ceny garantuje, koordinuje a cenu i sponzoruje. Od roku 2009 se k nim připojila i Slovenská asociace inženýrských geologů SAIG.

Cena se uděluje každoročně u příležitosti geotechnického semináře „Pražské geotechnické dny“ za nejlepší práci v oboru v předcházejícím roce.

Cena pozůstává z:

- 1) Diplomu
- 2) Medaile akademika Q. Záruby
- 3) Sponzorování účasti na mezinárodní konferenci související se zaměřením oceněného specialisty

S iniciativou založit cenu akademika Quida Záruby přišla v roce 1999 Stavební geologie Geotechnika, a. s., která se jako firma k odkazu profesora Quida Záruby, jeho pojetí inženýrské geologie, dnes bychom řekli geotechniky, hlásí. Pro tuto myšlenku našla podporu jak profesních organizací, tak akademických pracovišť, kde se inženýrská geologie a geotechnika přednáší.

Pořadí	Cena za rok	Jméno nositele	Zaměstnavatel	Název oceněné práce
1	2001	Ing. Jan Novotný, CSc.	Ústav mechaniky a struktury hornin AV ČR	Analýza vlivu vody na stabilitu svahu v jílovitých horninách
2	2002	Ing. Marian Marschalko, Ph.D.	VŠ Báňská, TU Ostrava	Projekt Fondu rozvoje vysokých škol – FRVŠ 415 F 1 – Inženýrská geologie – výukový CD-ROM
3	2003	Ing. Lumír Miča, Ph.D.	Ústav geotechniky, Stavební fakulta VÚT Brno	Chování vyztužených zemín v podkladních vrstvách
4	2004	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	SATRA, s. r. o., Praha	Projekt a řízení průzkumné štoly pro tunel Královská obora
5	2005	RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D.	PUDIS, a. s., Praha	Hodnocení horninového masivu při aplikaci NRTM v poruchových zónách tunelu Mrázovka v Praze
6	2006	Mgr. Lucie Bohátková	Stavební geologie - Geotechnika, a. s.	Silnice I/35, tunel Hřebeč – sanace sesuvu
7	2007	RNDr. David Mašín, M.Phil., Ph.D.	Přírodovědecká fakulta UK, Praha	Vývoj hypoplastických konstitučních modelů pro nestandardní geomateriály
8	2008	RNDr. Marek Laho, Ph.D.	Přírodovědecká fakulta, Univerzita Komenského Bratislava	Inžinierskogeologický atlas hornin Slovenska
9	2009	Mgr. Jan Najser	Přírodovědecká fakulta, UK Praha	Modelling of Lumpy Clay Fills

Za práce předložené v roce 2007 bylo navíc v roce 2008 uděleno zvláštní ocenění komise panu Ing. Danielu Jirásko za práci „Vliv propustných reaktivních bariér na proudění podzemní vody“.

Smyslem ceny je udržovat v povědomí odborné veřejnosti profesní odkaz akademika Quida Záruby, který zásadním způsobem ovlivnil vývoj nejen české a slovenské, ale i evropské inženýrské geologie. Dalším důvodem je motivovat mladé geotechniky a inženýrské geology k pěstování a dalšímu rozvoji tohoto krásného oboru.

Vyhodnocení ceny provádí nezávislá komise složená ze zástupců: České geotechnické společnosti, České asociace inženýrských geologů, Katedry geotechniky Stavební fakulty ČVUT Praha, Ústavu hydrogeologie a inženýrské geologie, Přírodovědecké fakulty UK v Praze, Ústavu geotechniky Stavební fakulty VÚT Brno, Katedry geotechniky a podzemního stavitelství FAST VŠB Ostrava, Slovenské asociace inženýrských geologů, Katedry geotechniky VUT Bratislava a sponzora a organizátora ARCADIS-Geotechnika, a. s.

Pravidla pro udělení cen jsou uvedena na webové stránce společnosti ARCADIS, která záštitu a spoluorganizaci ceny od své předchůdkyně, Stavební geologie Geotechniky převzala ([www.arcadisgt.cz](http://www.arcadisgt.cz))

### Kdo byl akademik Quido Záruba?

Zkušeným pracovníkům v oboru inženýrské geologie a geotechniky to jistě není třeba připomínat. Pro mladší kolegy však bude stručná připomínka této velké osobnosti československé aplikované vědy, s mimořádným mezinárodním významem, jistě příhodná.

Quido Záruba byl ve dvacátých letech minulého století v tehdejším Československu zakladatelem nového oboru inženýrská geologie a i zakládajícím členem mezinárodní společnosti pro inženýrskou geologii IAEG a jejím prvním prezidentem.

Systematicky se začala pěstovat inženýrská geologie právě ve firmě otce Q. Záruby, která byla založena ještě před koncem 19.



století. Quido Záruba byl pověřen v této firmě v roce 1926 založit sondovací oddělení. To mělo hned zpočátku jasně definovanou náplň – zjišťování geologických poměrů a zejména vlastností skalních hornin a zemín a řešit problémy vznikající jako důsledek zásahu inženýrského díla do přirozeného stavu horninového masivu včetně využívání zemín a hornin jako stavebního materiálu.

Ještě v roce 1926 zajistilo sondovací pracoviště 5 velkých průzkumných akcí. Z nich nejvýznamnější byl například průzkum pro budovu Tabákové režie ve Slezské ulici na Vinohradech. Z roku 1927 lze uvést průzkum pro Státní galerii na Kampě a z dalšího roku pak průzkumy pro velkou budovu Dopravních podniků na nábřeží Vltavy v Holešovicích, průzkum pro budovu Nejvyššího kontrolního úřadu na Letné (dnes Ministerstvo vnitra) a pro budovu Technického muzea rovněž na Letné. Firma i mladý Quido Záruba se v té době též účastnili budování velkých tunelových staveb na Slovensku.

Po roce 1948 bylo po znárodnění toto pracoviště začleněno jako celek se všemi odbornými pracovníky do nově vytvořené celostátní projekční organizace nazvané o něco později Stavoprojekt. Z něho pak později vznikla známá Stavební geologie, předchůdkyně dnešní firmy ARCADIS-Geotechnika, a. s.

Sám Quido Záruba byl v roce 1945 povolán na ČVUT Praha, aby zde znovuzřídil geologický ústav na Fakultě inženýrského stavitelství. V následujícím roce už byl jmenován řádným profesorem a poté i vedoucím katedry geologie a zakládání staveb. Od té doby zásadně ovlivňoval vývoj nové disciplíny inženýrské geologie v celém Československu i v Evropě.





Q. Záruba profesně ovlivnil, dá se říci že vychoval, celou novou generaci inženýrských geologů. Inženýrská geologie byla v té době nucena reagovat na výsledky vědecko-technického pokroku ve stavebnictví a na jeho nebyvalý rozvoj. Quido Záruba této příznivé okolnosti plně využil. Inženýrská geologie se stala důležitým multidisciplinárním oborem a i díky němu jím zůstala dodnes.

Quido Záruba tehdy razil myšlenku, že výstupem šetření inženýrských geologů nemůže být pouze geologický profil s vyznačením základních vlastností přítomných zemín a hornin, ale že je třeba studovat a předvídat i deformační odezvu horninového masivu na různé varianty inženýrských zásahů do jeho původního stavu. Trval na tom, že to vyžaduje i aplikaci nových geotechnických specializací, jako je mechanika zemín, mechanika hornin, laboratorní i polní zkušebnictví, monitoring, petrografie, stavební geofyzika a v neposlední řadě i matematické modelování chování zemín a hornin za různých podmínek.

Současně Quido Záruba vždy zdůrazňoval, že i při rozvoji inženýrského přístupu založeného na rozvoji těchto nových disciplín nikdy nelze ztratit ze zřetele apriorní pochopení přírodních procesů, které vždy předurčují vlastnosti zemín i hornin a jejich budoucí odezvu na změnu původních podmínek v důsledku budování inženýrského díla.

Tento jeho původní vklad do inženýrské geologie a geotechniky vždy byl a stále bude aktuální.

To vše vedlo k rozhodnutí, že společnost Stavební geologie-Geotechnika, dnes ARCADIS-Geotechnika, iniciovala založení ceny akademika Quida Záruby, která má význam myšlenek zakladatele tohoto oboru připomínat a dále podporovat rozvoj inženýrské geologie a geotechniky.

### Rekapitulace dosavadních nositelů ceny

V proběhlé historii již bylo uděleno, včetně roku 2010, celkem 9 cen. Rychlý pohled na seznam nositelů cen může každého přesvědčit,

že dnes jde o již vesměs známé osobnosti oboru geotechnika či inženýrská geologie. Soutěže se zúčastnila i řada mladých specialistů pracujících v oblasti tunelových staveb.

Za práce předložené v roce 2007 bylo navíc v roce 2008 uděleno zvláštní ocenění komise panu Ing. Danielu Jirásko za práci „Vliv propustných reaktivních bariér na proudění podzemní vody“.

V roce 2008 bylo uděleno zvláštní uznání Ing. Janu Korejčíkovi z Metroprojektu za zpracování geotechnické problematiky v projektu ražené části prodloužení trasy metra „A“ a Ing. Václavu Račanskému ze společnosti Keller – speciální zakládání za komplexní zpracování pravidel navrhování tryskové injektáže.

### Zárubova cena pro rok 2010

Organizátoři ceny společně vyzývají všechny ty, kteří splňují podmínky pro udělení ceny za práce vypracované nebo prezentované v roce 2010, aby si své nominace pečlivě připravili a s předstihem je předložili v termínu a ve formě předepsané pravidly soutěže, to je nejpозději do 15. 4. 2011.

Vyzývají i zkušené matadory oboru, aby v souladu s pravidly ceny dali návrh nominací svých mladších kolegů všude tam, kde se domnívají, že jde o kvalitní a zajímavé práce.

V desátém jubilejním roce soutěže, kdy chceme zvlášť připomenout nejen osobnost a zakladatele oboru Quido Záruby, ale i klíčový význam geotechniky a inženýrské geologie pro dnešní inženýrské stavby, bude platit olympijské:

„Není důležité zvítězit, ale zúčastnit se.“

Komise pro udělení ceny proto očekává četné přihlášky i mladých specialistů z oboru tunelových a podzemních staveb.

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,  
rozsyपाल@arcadisgt.cz, ARCADIS Geotechnika, a. s.

## DOKONČENÍ RAŽEB PRODLOUŽENÍ LINKY ČÍSLO 4 PAŘÍŽSKÉHO METRA METODOU OBVODOVÉHO VRUBU S PŘEDKLENBOU

### COMPLETION OF PARIS METRO LINE 4 EXTENSION EXCAVATION USING A MECHANICAL PRE-CUTTING METHOD

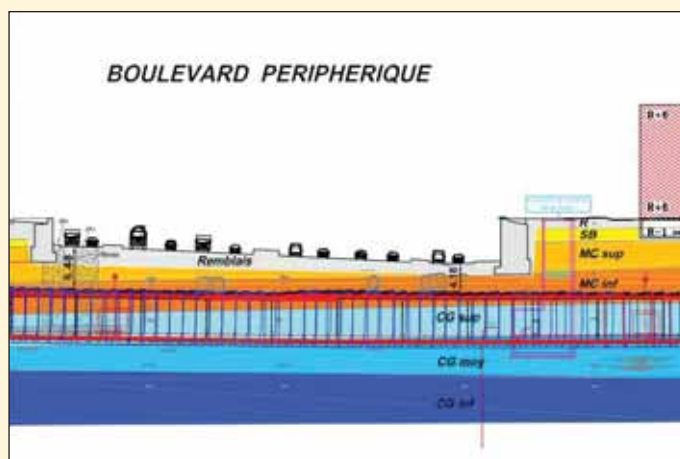
The excavation of the Paris Metro Line 4 extension was successfully completed in November 2010, using the Perforex technique (a mechanical pre-cutting method). The route passed across the centre of the southern region of the city, through a layer of limestones with relics of underground mining and under a very shallow overburden (4 – 12m high). The excavated cross-sectional area was 70m<sup>2</sup> and the total length of the section was 900m, with 440m of this length driven by the Perforex Technique.



Obr. 1 Schéma trasy  
Fig. 1 Route layout

V listopadu 2010 byla úspěšně dokončena ražba prodloužení linky číslo 4 metra v Paříži. Ražba byla realizována metodou Perforex (metoda obvodového vrubu s předklenbou). Trasa procházela centrem jižní části města (plocha čelby 70 m<sup>2</sup>, celková délka úseku 900 m, z toho bylo 440 m vyraženo metodou Perforex) vrstvou vápenců s reliktů podzemního dobývání a pod velmi malou výškou nadloží (mocnost nadloží 4–12 m), viz obr. 1.

Metoda ražby byla vybrána kvůli jejímu minimálnímu vlivu na povrch a nadzemní zástavbu. Ražba podešla mimo jiné vnitřní městský okruh (Boulevard périphérique – šestipruhá dálnice) s výškou nadloží 4,5 m. Pozorovaná sedání nepřesáhla hodnotu 8 mm, viz obr. 2.



Obr. 2 Příčný řez – podchod vnitřního městského okruhu  
Fig. 2 Cross-section – passage under the inner circle road

Zajímavostí je, že byl použit vrubovací stroj, který byl původně dodán na stavbu tunelu Březno v roce 2004 (po závalu z května 2003), ale nemohl zde být nasazen. Pro stavbu v Paříži bylo pouze nutné dodat nový nosný oblouk stroje, aby odpovídal jiné geometrii výrubu tunelu pařížského metra, viz obr. 3).

Vrubovací stroj provedl 162 předkleneb s průměrnou rychlostí postupu 10 m/týden (to znamená 3 předklenby a sekundární ostění v délce 10 m týdně; sekundární ostění bylo prováděno těsně za čelbou ve vzdálenosti 25 až 50 m). Celková doba ražby byla 18 měsíců. Po celou dobu ražby nebyl zaznamenán žádný větší deformační problém na primárním ostění, povrchu terénu nebo na nadzemní zástavbě.

Pro více informací je možno navštívit [www stránky projektu: http://extension-reseau.ratp.fr/m4/index.html](http://extension-reseau.ratp.fr/m4/index.html).

**B. BIZON, T. EBERMANN, [tomas.ebermann@gmail.com](mailto:tomas.ebermann@gmail.com),  
Bec Frères SA**



**Obr. 3 Vrubovací stroj**  
**Fig. 3 Pre-vault tunnelling machine**

## ORIGINÁLNÍ AUTOMATICKÝ KONTINUÁLNÍ MONITORING OSTĚNÍ JABLUNKOVSKÉHO TUNELU ORIGINAL AUTOMATIC CONTINUAL MONITORING OF JABLUNKOV TUNNEL LINING

Part of the construction of the modern railway corridor passing across the Jablunkov Pass at the northeastern end of the Czech Republic is the reconstruction to the Jablunkov railway tunnel. Two single-rail tunnels were driven in this location at the end of the 19th century. Today they reached the end of their lives. The Jablunkov 2 tunnel (1917) is being reconstructed to a double-lane tunnel. The Jablunkov 1 tunnel (1870) will maintain traffic running throughout the reconstruction period.

In November 2009 the primary lining collapsed and the tunnel No. 2 caved in at the length of about 100m. After the collapse, significant displacements of points stabilised in the stone masonry lining of Tunnel No.1 were identified by standard convergence measurements in measurement stations adjacent to the location where newly built Tunnel No. 2 collapsed. In addition, uncertainty developed regarding the safety of the operating Tunnel No.1, which was enormously trafficked.

For that reason, ARCADIS Geotechnika, a.s., designed an automatic, continual monitoring system of the operating Tunnel No.1, which made uninterrupted surveillance over the stability of the stone masonry lining possible without the need for a surveyor to enter the tunnel.

Rekonstrukce železničního tunelu Jablunkov je součástí stavby modernizace železničního koridoru procházejícího Jablunkovským průsmykem. Zde byly na konci 19. století vyraženy dva jednokolejné tunely, které v dnešní době dospěly ke konci svých životností. Jablunkovský tunel č. 2 (1917) je přestrojován na dvoukolejný. V jablunkovském tunelu č. 1 (1870) je po celou dobu přestavby tunelu č. 2 zachován provoz.

V listopadu 2009 došlo ke kolapsu primárního ostění a závalu tunelu č. 2 v délce cca 100 m. Poté byly standardním konvergenčním měřením zjištěny výrazné posuny sledovaných bodů stabilizovaných v kamenném ostění tunelu č. 1 v měřících profilech přiléhajících k místu propadu nově budovaného tunelu č. 2. Proto musel být provoz v tunelu č. 1 na deset dnů pro veškerou dopravu zcela zastaven s následnými obrovskými škodami vyplývajícími z přerušené nákladní dopravy.

Kromě toho vznikla nejistota o bezpečnosti provozu dopravně enormně zatíženého tunelu č. 1.

ARCADIS Geotechnika proto navrhla automatický kontinuální monitoring provozovaného tunelu č. 1, který by umožňoval nepřetržitý dohled nad stabilitou kamenného ostění, bez nutnosti vstupu geodeta do tunelu. Vedoucí likvidace havárie (dle vyhlášky ČBÚ č. 55/1996 Sb.) tento návrh přijal a závazným příkazem jej určil jako jednu ze základních podmínek obnovení vlakového provozu.

Nově vybudovaný monitorovací systém je založen na instalaci geodetické totální stanice firmy LEICA TCA2003 a obslužné IT techniky přímo v tunelu. V ostění jsou sledované body osazeny koutovými odraznými hranoly (3 profily čtyřbodové, 7 profilů pětibodových). Nezbytnou

součástí je elektrická přípojka a zajištění datového přenosu (internetové připojení). Totální stanice je řízená programem APS-WIN. Z procedur programu APS-WIN je využita funkce časování a exportu skupiny měřených veličin jedné etapy. Transformace měřených veličin v lokálním systému sledování a jejich export do databázového systému kanceláře monitoringu (db BARAB) je řešena v programech vlastní provenience. Do databázového systému BARAB jsou exportovány souřadnice sledovaných bodů a relativní vzdálenosti mezi definovanými body jednotlivých konvergenčních profilů.

Kontinuální měření bylo spuštěno dne 24. 11. 2009 v 18:00 a do 19. 12. 2009 probíhalo v půlhodinových intervalech. Do 27. 12. 2009 byl pak nastaven hodinový interval opakovaných měření, v současnosti je interval měření dvouhodinový.

Měřeno je celkem 147 zprostředkujících veličin (tj. vodorovný úhel, vertikální úhel a šikmá délka).

Stabilita ostění je kontrolována jednak prostřednictvím vývoje složek vektoru prostorové změny sledovaných bodů (tj. sedání, příčné a podélné složky) promítnutých do roviny konvergenčního profilu s počátkem v poloze určené nulovým měřením a změnou relativních délek mezi definovanými body jednotlivých konvergenčních profilů.

Výsledky měření jednotlivých etap jsou pro zúčastněnou veřejnost prezentovány v grafech ve formátu časových řad prostřednictvím databázového portálu BARAB. Pro řešitele úkolu je vytvořen přístup k datům přes aplikace EXCEL.

V průběhu provozu měřicího systému bylo nutno vypořádat se se třemi problémy.

Potřeba stále personální kontroly vývoje měřených veličin, výskyt odlehklých měření způsobených průjezdem vlaků a veliký objem dat působící těžkopádnost jejich prezentace.

Pro řešení prvního problému, tj. nutnost stále kontroly, byl učiněn pokus využít statistické metody pro automatickou detekci změny trendu vývoje sledovaných veličin. Byly osloveny tři pracoviště zabývající se statistikou o pomoc při řešení problému. Ukázalo se, že zadání směřuje do oblasti základního výzkumu, neboť současné metody statistické přejímky řeší jen problém kontroly konstantních veličin, řešení tedy nebylo nalezeno.

Vlastní návrhy řešení dokázaly pokrýt jen případy, kdy docházelo ke změnám trendu vývoje, pro body nevykazující pohyb bylo řešení nestabilní. Zůstala tedy povinnost denní kontroly dat.

Na jaře roku 2010 bylo v databázovém systému BARAB archivováno již cca 500 000 relací. Pro rychlejší odezvu db serveru bylo upuštěno od prezentace všech relací a namísto nich jsou prezentovány pouze denní průměry. Při výpočtu denních průměrů jsou detekována odlehlá měření a jako taková nejsou do výsledku zahrnuta. Tak se urychlila odezva db serveru a zklidnily grafy časových řad prezentovaných dat.

## Závěr

Systém automatického kontinuálního monitoringu kamenného ostění provozovaného tunelu Jablůnkov č. 1 je v této době v nepřetržité činnosti téměř 10 měsíců. Umožnil bezpečné provozování dopravy v tunelu, který se nachází v bezprostřední blízkosti zkolabované tunelové konstrukce tunelu č. 2.

Vybudování tohoto měření si vyžádalo jak operativní vyřešení několika speciálních technických problémů v oblasti vlastního měření, tak i vyhodnocování získaných výsledků.

## THE NATM PREDECESSOR?

Our TUNEL journal does not have to be always strictly serious. This is why we take the liberty of offering the readers a picture documenting that Karel Matzner, our long-standing colleague and past secretary of the Czech Tunnelling Association, discovered remains of the New Antique Tunnelling Method in Antalya, Turkey. It was probably the oldest predecessor of the today's New Austrian Tunnelling Method.

**ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,**  
*Secretary of the CzTA ITA-AITES*

## PŘEDCHŮDCE NRTM?

Náš časopis Tunel nemusí být vždy jen vážně seriózní. Proto si čtenářům dovoluujeme nabídnout obrázek, který dokumentuje, že náš kolega a dlouholetý sekretář České tunelářské asociace Ing. Karel Matzner v turecké Anatolii objevil pozůstatky Nové antické tunelovací metody, která byla zřejmě nejstarší předchůdkyní dnes používané Nové rakouské tunelovací metody.

**ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,**  
*sekretář CzTA ITA-AITES*

Automatický kontinuální monitoring provozovaného tunelu bude i součástí komplexního monitoringu při dostavbě tunelu havarovaného tunelu č. 2, která začne v nejbližší době.

**ING. OTA JANDEJSEK,** *jandejsek@arcadisgt.cz,*  
**ING. TOMÁŠ MIKOLÁŠEK,**  
*mikolasek@arcadisgt.cz,*  
**ARCADIS Geotechnika, a. s.**



*Obr. Nová antická tunelovací metoda – objev Ing. Karla Matznera  
Fig. The New Antique Tunnelling Method – discovered by Mr. Karel Matzner*

## ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

### 7. AKOUSKÝ TUNELÁŘSKÝ DEN A 59. GEOMECHANICKÉ KOLOKVIUM V SALZBURGU 7TH AUSTRIAN TUNNEL DAY AND 59TH GEOMECHANICAL COLLOQUIUM IN SALZBURG

The paper informs about the 7<sup>th</sup> Austrian Tunnel Day and 59<sup>th</sup> Geomechanical Colloquium. The two events were held on 14<sup>th</sup> through 16<sup>th</sup> October 2010 in Salzburg, with an excursion to the Bosruck tunnel held the following day, on Saturday the 17<sup>th</sup> October.

Ve středu 6. 10. 2010 se uskutečnil **7. Rakouský tunelový den**. Nejprve byly předneseny příspěvky o některých realizovaných stavbách. Přednáška o tunelech na dálnici M6 v Maďarsku zahrnovala i propad obou tunelových trub a následnou sanaci havárie pomocí tryskové injektáže. Zmáhání závalu bylo provedeno v relativně krátkém časovém úseku, což umožnilo dodržení termínu výstavby.

Přednáška o rekonstrukcích tunelů zahrnovala i 10 minut dlouhý film z výstavby tunelu pomocí NRTM z roku 1962, který měl v sále značný ohlas.

Výraznější diskusi vyvolala přednáška o tolerancích tunelového ostění.

Odpolední část byla nazvána „NRTM – kam kráčíš?“ a zaměřila se zejména na legislativu související s výstavbou tunelů pomocí NRTM. Přednášky podnítily mnoho reakcí, z prezentovaných názorů bylo patrné, že jedním z hlavních problémů rakouského tunelářství je přebujelá byrokracie vyžadující velké množství dokumentů. Mezi účastníky panovala shoda, že by investoři i dodavatelé měli začít pracovat na tzv. odzbrojení (snížení množství požadované dokumentace). Večer po prvním dni se konal raut na salcburské pevnosti nad městem, kam byli účastníci dopraveni lanovkou.

**59. Geomechanické kolokvium** bylo zahájeno ve čtvrtek 7. 10. 2010. První dopoledne bylo věnováno vlivu pohybů (výkyvů) hladiny podzemní vody (HPV). Velmi zajímavá byla prezentace o tunelu Gothard a vlivu snížení HPV na přehradu na povrchu. Vliv snížení HPV ražbou tunelu se může projevit sedáním terénu, a tím vyvolat deformace přehradního tělesa. Z přednášky bylo patrné, že predikce

vlivu ražby na relativně vzdálené přehradu včetně opatření pro omezení deformací jsou značně obtížné, ve dvou obdobných případech musely být přijaty naprosto odlišné koncepty omezení vlivu ražby na přehradu.

Odpoledne bylo věnováno ražbám pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů. K nejzajímavějším patřila přednáška o ražbě průzkumné štoly Brennerského bážového tunelu, kde došlo na úseku s paralelní poruchovou zónou k výrazným poruchám segmentového ostění, což vyvolalo potřebu obtížných dodatečných sanací ostění.

Dopoledne v pátek 8. 10. 2010 bylo zaměřeno na ražby tunelů v geotechnických podmínkách s bobtnavými projevy masivu. Z přednášek bylo patrné, že uvedené podmínky způsobily na mnoha stavbách značné obtíže, ohledně příčin bobtnání je řada nejasností, mezi odborníky nepanuje shoda na vhodnosti jednotlivých řešení. Obecně jsou v daných poměrech uplatňovány dva základní koncepty sekundárního ostění: velmi tuhé ostění kruhového tvaru nebo ostění umožňující deformace masivu stlačitelnou vrstvou umístěnou pod spodní klenbou tunelu.

Odpoledne bylo věnováno využití geotermální energie. K nejzajímavějším patřil příspěvek o využití teplé vody z tunelu Lotschberg, kde byla předepsána maximální teplota vody vytékající z tunelu (vzhledem k přítomnosti ryb v řece u portálu). Snížení teploty vody vytékající z tunelu bylo vyřešeno prosperující rybní farmou, která zahrnovala i pěstování tropických plodin. Značnou polemiku vyvolal probíhající výzkumný projekt, který se zabývá získáváním energie snížením teploty horninového masivu v hloubce cca 5–6 km.

Více údajů o konferenci lze nalézt na webové stránce Rakouské společnosti pro geomechaniku [www.oegg.at](http://www.oegg.at)

**DOC. ING. MATOUŠ HILAR, PhD.,** *hilar@d2-consult.cz,*  
**D2 Consult Prague, s. r. o.**

## EXKURZE NA RAŽBU DRUHÉ TUNELOVÉ TROUBY DÁLNIČNÍHO TUNELU BOSRUCK

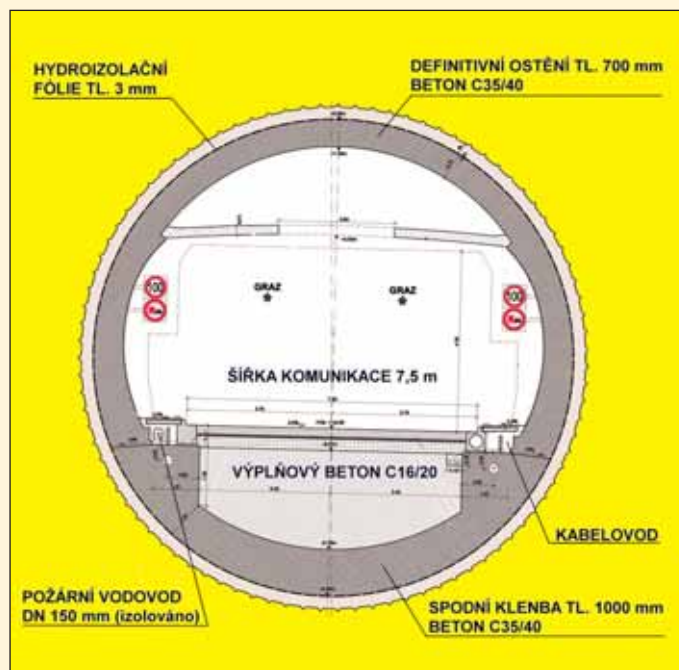
K tunelářskému svátku, kterým rakouský tunelářský den a 59. geomechanické kolokvium v Salzburgu bezesporu je, patří každoročně exkurze na zajímavou stavbu. Ani letos tomu nebylo jinak a exkurze zamířila v sobotu 9. 10. 2010 na ražbu druhé tunelové trouby dálničního tunelu Bosruck. Tunel je součástí dálnice A9, která spojuje města Linec a Gratz a míří dále na jih do Slovinska. Že se jedná o mimořádnou stavbu v extrémně složitých geotechnických podmínkách, která určitě stojí za vidění, popisuje následující historický přehled i popis technického řešení.

### HISTORIE

Historie tunelování pod masivem Bosrucku sahá do roku 1901, kdy byla zahájena výstavba 4766 m dlouhého jednokolejného železničního tunelu. Ta trvala až do roku 1906 a geotechnické podmínky pro tuneláře připravily nejedno nemilé překvapení. Ražbu provázely četné průvaly vod až o přítocích 1100 l/s. Při prvním obrovském průvalu vod došlo v roce 1902 ke změně dodavatelské firmy a císařskou Státní správu železnic vystřídala italská firma Zaterande & Co. Ani této firmě se smůla nevyhnula a roce 1905 při dalším obrovském průvalu vod doprovázeném výbuchem metanu zahynulo 14 tunelářů. Negativní vliv tunelování na režim podzemních vod vedl k úplnému vyschnutí potoka u městečka Spital am Pyhrn, který byl oblíbeným výletním místem. Komplikace však provázely tunel i po uvedení do provozu a negativní vlivy horninového tlaku, průsaků vody a kouře z parních lokomotiv si vyžádaly rekonstrukci, která trvala od roku 1963 až do roku 1965.

### VÝSTAVBA PRVNÍHO TUBUSU DÁLNIČNÍHO TUNELU

Zkušenosti z výstavby železničního tunelu vedly před výstavbou dálničního tunelu k rozhodnutí vyrazit v předstihu odvodňovací a větrací štolu. Její výstavba započala v roce 1978 a opět ji provázely průvaly vod a metanu, tentokrát s již menší intenzitou 300 l/s. Ražba byla ukončena v roce 1980 a ještě v tomtéž roce začala ražba první (východní) tunelové trouby 5500 m dlouhého tunelu, který je součástí dálnice A9. Tunel směrem od severu k jihu prochází nejprve tzv. Lískovým pohořím (Haselgebirge), které je tvořeno převážně břidlicemi, dolomity, anhydrity a slínovci. Pak přechází do pásma vápenců a dolomitů a následně opět do pásma označovaného jako „Haselgebirge“. Směrem jihu se geotechnické poměry zlepšují a tunel prochází pásmem tvořeným pískovci, jílovcem a slínovci. Ražba od severu probíhala bez větších komplikací a se sotva měřitelnými deformacemi výrubu. Měsíc po průchodu kaloty problematickým pásmem anhydritů se však na primárním ostění začaly objevovat první poruchy a nárůst deformací nebylo možné zastavit ani po dalších opatřeních. Deformace se úplně zastavily až po vestavění definitivního ostění. Jak se později ukázalo, ani zvětšením odporu vestavbou definitivního ostění se problém zcela nevyřešil. Tunel byl uveden do provozu v roce 1983 a již v roce 1994 bylo nutné provést sanační práce, a to nejen v provozované tunelové troubě, ale i v odvodňovací a větrací štolu. Vlivem zvýšeného horninového tlaku docházelo v provozovaném tunelu k praskání desek mezistropu, ale také k poškození bočních drenáží v poruchové zóně ve staničení TM 600, které vedlo k dalšímu zvodnění počvy tunelu. Vzhledem k závažnosti poruch byl navržen v problematických úsecích geomonitring, jehož výsledky budou sloužit jako podklad pro návrh sanací.



Obr. 1 Příčný řez v úseku bobtnavých hornin

Fig. 1: Cross-section for the swelling ground stretch

### EXKURZE NA STAVBĚ DRUHÉHO TUBUSU DÁLNIČNÍHO TUNELU

Výstavba druhé tunelové trouby začala v roce 2009 a vlastní ražba byla zahájena v lednu 2010. V době exkurze bylo v horších geotechnických podmínkách od severního portálu vyraženo cca 900 m tunelu. Na jižní straně byla poloha čelby cca 1300 m od portálu. Profil dálničního tunelu je standardně navržen pro šířku mezi obrubníky 7,5 m a vzhledem k jeho délce je vybaven nouzovými zálivy. Průjezdový průřez umožňuje průjezd vozidlům do výšky 5,7 m. V místě tlačivých hornin přechází podkovovitý tvar tunelu na kruhový a tloušťka definitivního ostění z betonu C35/45 se zvětšuje ze 300 mm na 700 mm, přičemž tloušťka spodní klenby je min. 1 m (viz obr. 1). Hydroizolační fólie tloušťky 3 mm je navržena po celém obvodu tunelu jako tlaková. Při projektování byly zohledněny všechny doposud získané výsledky a zkušenosti. Mimořádná



Obr. 2 Kompenzační elementy v primárním ostění

Fig. 2 Compensation elements in primary lining



Obr. 3 Upravená počva v úseku s bobtnavými horninami  
Fig. 3 Modified invert in the section passing through swelling ground



Obr. 4 Čepy pro napojení výztužných rámu  
Fig. 4 Reinforcing frames connecting pins



Obr. 5 Primární ostění tunelové propojky  
Fig. 5 Primary lining of tunnel cross passage

pozornost je věnována zejména průchodu problematickým pásmem „Haselgebirge“. Vzhledem k citlivosti horninového masivu na vodu, která způsobuje bobtnání anhydritu, hraje zásadní roli dokonalé odvodnění a minimalizace použití technologické vody. Vrtání pro trhací práce a kotvení proto probíhá bez vodního výplachu a používá se pouze výplach vzduchem. Vzhledem k očekávaným deformacím výrubu byly do ostění navrženy kompenzační elementy, které jsme měli možnost vidět i na tunelech Strengen, nebo Tauern (viz obr. 2). Při průchodu problematickým úsekem se však očekávané deformace neprojeví a od dalšího osazování kompenzačních elementů bylo upuštěno. Při exkurzi v tomto úseku nás zaujala perfektně upravená a absolutně suchá počva tunelu (viz obr. 3). Klíčem k úspěchu při ražbě v tak složitých geotechnických podmínkách je technologická kázeň a sebranost osádky na čelbě. Ta se projevuje mimo jiné i vysokým pracovním nasazením.



Obr. 6 Čelba v místě zálivu při ražbě od jihu  
Fig. 6 Excavation face in the lay-by location when driving from the south



Obr. 7 Větrací a odvodňovací štola s definitivním ostěním  
Fig. 7 Ventilation and drainage gallery with a final lining

Průměrně je na tunelu za 24 hodin vyraženo 6 záběrů délky 1,7 m, přičemž rekord je 8 záběrů za 24 hodin. Kromě zručnosti tunelářů přispívají k vysokému výkonu i promyšlené detaily zjednodušující práci. K nim patří např. detail napojení výztužných rámu primárního ostění mezi kalotou a jádrem. Zatímco rámy v kalotě jsou klasicky spojovány šroubovanými spoji, které známe i z našich tunelů, styk rámu mezi kalotou a jádrem zajišťuje pouze čep, který umožňuje po nasazení rámu s protikusem rychlé upnutí pomocí ocelového klínu. Princip napojení je zřejmý z obr. 4. Obdobný způsob napojování rámu jsme později viděli na exkurzi CzTA na tunelech Lichtenholz a Kulch v SRN. K ražbě druhé tunelové trouby patří i tunelové propojky, které spojují nově ražený tunel s tunelem provozovaným. Pohled do jedné z nich je znázorněn na obr. 5. Provizorní stěna z hobry a jednoduché dveře na konci oddělují propojku od provozovaného tunelu.

Po prohlídce čelby na severní straně tunelu jsme přešli na jižní portál a prohlédli si méně problematickou jižní část tunelu, kde právě probíhalo rozšíření standardního profilu tunelu na nouzový záliv. Šířka vozovky je v místě zálivu zvětšena o 3,8 m. Stabilní čelbu v místě křížení nouzového zálivu s tunelovou propojkou ukazuje obr. 6. Z něj je patrné, jaký



Obr. 9 Bezpečný prostor v propojce do štoly  
Fig. 9 Safe space in the passage to the gallery



Obr. 8 Větrací a odvodňovací štola ve stříkaném betonu  
Fig. 8 Ventilation and drainage gallery lined with shotcrete

význam kladou rakouští tuneláři kotvení a preciznímu provádění primárního ostění. To má plnou tloušťku již ve druhém záběru od čelby. Ve druhém záběru od čelby je také provedeno plnohodnotné zakotvení kaloty. Hlavy kotev nejsou zastříhány do ostění a jejich vizuální kontrola umožňuje podle deformace plechu sledovat, jak je kotva namáhána.

Po návštěvě obou čelb pokračovala exkurze návštěvou větrací a odvodňovací štoly. Ta je částečně zajištěna pouze primárním ostěním ze stříkaného betonu, částečně monolitickým ostěním. Pohled do štoly zajištěné monolitickým ostěním ukazuje obr. 7. Štola je s provozovaným tunelem spojena tunelovými propojkami a slouží zároveň jako úniková cesta. Jednou takovou propojkou ústící do nouzového zálivu jsme se také do štoly dostali. Propojka stejně jako navazující úsek větrací a odvodňovací štoly byly zajištěny pouze primárním ostěním. Obr. 8 ukazuje pohled do štoly a vpravo odbočku do tunelové propojky. Propojka je od štoly a nouzového zálivu oddělena požárně odolnými dveřmi s panikovým kováním a je přetlakově větrána. Prostor propojky slouží jako čekací prostor a případný návštěvník je informován prostřednictvím tabule vpravo přede dveřmi (viz obr. 9), že se nachází v bezpečném prostoru a záchraně složky již k němu míří. S dispečinkem tunelu může hovořit po stisknutí tlačítka telefonem.

## REKONSTRUKCE PRVNÍHO TUBUSU

Po uvedení druhé tunelové trouby do provozu bude první tunelová trouba uzavřena a obdobně, jako v případě tunelu Tauern, bude provedena rozsáhlá rekonstrukce a modernizace vybavení tunelu. Opravy tunelu předpokládají v určitých úsecích vybourání definitivního ostění a jeho plnou náhradu novým. V takovém případě bude možné posoudit kvalitu primárního ostění ve značně agresivním prostředí po 30 letech od nástřiku, neboť „Haselgebirge“ obsahuje kromě uvedených hornin i vysoký podíl soli. Exkurze spojená s geomechanickým kolokviem měla tradičně vysokou odbornou úroveň a umožnila získat informace o zajímavé tunelové stavbě nedaleko našich hranic. Nezbyvá, než se těšit na jubilejní 60. geomechanické kolokvium, které se koná v Salzburgu na podzim příštího roku.

Ing. LIBOR MAŘÍK, [libor.marik@ikpce.com](mailto:libor.marik@ikpce.com),  
IKP Consulting Engineers, s. r. o.

## TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 2/2010

### ORGANIZACE PŘÍPRAVY A STAVBY TUNELŮ Z POHLEDU INVESTORA

## TUNNELLERS' AFTERNOON 2/2010

### ORGANISATION OF PREPARATION AND CONSTRUCTION OF TUNNELS FROM PROJECT OWNER'S POINT OF VIEW

The second seminar organised by the ITA-AITES Czech Tunnelling Association was held in Prague on Wednesday the 29<sup>th</sup> September 2010 under the title of Tunnellers' Afternoon. The seminar was focused on the organisation of preparation and construction of tunnels from project owner's point of view.

The first speech was delivered by Mr. Ian Williams, Great Britain; his lecture was focused on the approach of British clients to the implementation of underground construction projects. The second lecture was delivered by Ing. Lubomír Hrnčíár, technology director of Váhostav a.s. The lecture dealt with the investment project preparation of PPPs in Slovakia. A lecture presented by the Roads and Motorways Directorate of the CR was read by Ing. František Boubelík; it was focused on experience gained during the operation of the Panenská and Libouchec tunnels on the D8 motorway. The last lecture was read by Mr. Laszlo Frigyik, technology director of Eurometro Kft., who is currently in charge of the construction of Line 4 of Budapest metro. In his lecture he presented the Line 4 design, including the construction technology.

Ve středu 29. 9. 2010 se uskutečnilo v Masarykově koleji v Praze letošní druhé Tunelářské odpoledne, které bylo zaměřeno na organizaci přípravy a stavby tunelů z pohledu investora. Z původně plánovaných přednášek byla zrušena přednáška prof. Lothara Martaka o diskusi mezi investorem, geotechnickým konzultantem a místními obyvateli při výstavbě metra, dále byla také zrušena přednáška Ing. Josefa Kutila o výstavbě tunelového komplexu Blanka. Vzhledem ke zrušeným přednáškám byla do programu dodatečně zařazena přednáška pana Laszlo Frigyika o zkušenostech z výstavby trasy 4 budapeštského metra, dále byl pan Ian Williams požádán o prodloužení své přednášky.

Prvním řečníkem byl pan **Ian Williams z Velké Británie**, jeho přednáška byla zaměřena na **přístup britských investorů k realizaci podzemních staveb**. Na začátku prezentace byla představena situace ve Velké Británii v 80. a 90. letech minulého století, kdy cena a čas výstavby britských tunelů zpravidla výrazně překračovaly původní plán, na Eurotunelu došlo k sedmi obětem na životech, při výstavbě tunelu Heathrow došlo v roce 1994 k rozsáhlé havárii. Negativní postoj investorů a veřejnosti k podzemním stavbám vedl k výrazným změnám, které se týkaly zejména legislativy (smluvní vztahy, kontrolní mechanismy,



Obr. 2 O přípravě PPP projektů na Slovensku promluvil Ing. Lubomír Hrnčíár, technický ředitel Váhostavu, a. s.

Fig. 2 The preparation of PPPs in Slovakia was the topic of the lecture delivered by Ing. Lubomír Hrnčíár, technology director of Váhostav a. s.



Obr. 1 Pan Ian Williams hovořil o zkušenostech britských investorů při přípravě tunelových staveb

Fig. 1 Mr. Ian Williams spoke about experience gained by British clients during the preparation of tunnelling projects

bezpečnost práce, řízení rizik, atd.) a které ve výsledku vedly k výraznému zlepšení situace. Následně byl představen projekt tunelů pro nový terminál 5 na letišti Heathrow, na kterém se pan Ian Williams podílel jako ředitel stavby ze strany investora (společnost BAA plc. – vlastník sedmi britských letišť). Byly probírány aspekty relativně netradiční smlouvy účastníků výstavby (T5 Agreement), ve které jsou jednotliví účastníci motivováni k efektivní spolupráci. Byl probírán způsob práce s riziky na dané stavbě, byl zmíněn způsob přístupu k bezpečnosti výstavby, způsob přístupu k minimalizaci sedání nadloží, byly probírány inovativní technologie aplikované na stavbě (metoda Lasershell, duální zeminový a pneumatický štít, atd.).

Druhou přednášku přednesl **Ing. Lubomír Hrnčíár**, technický ředitel společnosti Váhostav, a. s. Přednáška se týkala **investorské přípravy PPP projektů na Slovensku**, která je značně ovlivněna řadou změn, ke kterým během přípravy došlo.

Třetí přednáška **Ing. Milana Majera** ze stavební správy Plzeň SŽDC, s. o., byla zaměřena na **přípravu a výstavbu českých železničních tunelů**. V přednášce byl proveden přehled provozovaných a připravovaných železničních tunelů v ČR a byl probírán způsob financování těchto staveb. Následně byl poměrně otevřeně prezentován současný přístup k přípravě a výstavbě těchto staveb, přičemž byly zdůrazněny hlavní problémy včetně možnosti jejich zlepšení.

Vzhledem k zahraniční cestě Ing. Jana Kroupy byla přednáška ŘSD prezentována **Ing. Františkem Boubelíkem**, přednáška byla zaměřena na **zkušenosti s provozem dálničních tunelů Panenská a Libouchec na dálnici D8**.

Poslední přednášku prezentoval pan **Laszlo Frigyik**, technický ředitel společnosti Eurometro Kft., který má v současnosti na starosti výstavbu trasy 4 budapeštského metra. Přednáška byla zaměřena na **projekt trasy 4** včetně technologie výstavby (mechanizované a konvenční ražby, hloubené stanice pomocí milánských stěn), byl prezentován způsob spolupráce investora, dodavatele a projektanta na dané stavbě, následně byla uvedena rizika a problémy během výstavby (pokles historické budovy univerzity, propady nadloží, atd.) včetně způsobu jejich řešení.

DOC. ING. MATOUŠ HILAR, Ph.D., hilar@d2-consult.cz,  
D2 CONSULT PRAGUE, s. r. o.

## VYUŽITÍ GEOTERMÁLNÍ ENERGIE PŘI VÝSTAVBĚ TUNELŮ USE OF GEOTHERMAL ENERGY IN TUNNEL CONSTRUCTION INDUSTRY

The ITA-AITES Czech Tunnelling Association, in collaboration with Reahau AG + Co, held a technical seminar on Thursday the 21st October 2010, the topic of which was the use of geothermal energy in the tunnel construction industry. The opening lecture was delivered by Mr. Petr Klíma (Rehau s. r. o.), who dedicated his presentation to systems and materials used by his company when using the benefits of ground temperature. Two lectures of Mr. Daniel Gottschalk (Rehau AG + Co) followed, focused on opportunities to use geothermal energy in tunnels. In his second lecture he informed about an experimental section of the Jenbach tunnel on a high-speed railway route in the Inn river valley, Austria, where energy segments are installed.

Česká tunelářská asociace ITA-AITES ve spolupráci s firmou Reahau AG + Co uspořádaly ve čtvrtek 21. října 2010 v Praze odborný seminář, jehož tématem bylo využití geotermální energie při výstavbě tunelů. Úvodní přednášku přednesl pan Petr Klíma (Rehau, s. r. o.), který se zaměřil na systémy a materiály používané firmou při využití zemního tepla. Prezentoval systémovou techniku RAUGEO při zřizování hloubkových sond, plošných kolektorů, helix sond a koaxiálních sond.

Pan Daniel Gottschalk (Rehau AG + Co) se pak ve dvou přednáškách zaměřil na možnosti využití geotermální energie v tunelech. V první informoval o materiálu PE-Xa, který se využívá jako potrubí pro vedení média, následně popsal konstrukci energetických segmentů (železobetonové segmenty se zabudovanými smyčkami potrubí pro ostění tunelů montované za tunelovacími stroji včetně spojování potrubí mezi jednotlivými segmenty).

V druhé přednášce popsal přípravu a realizaci pokusného úseku se zabudovanými energetickými segmenty na tunelu Jenbach na trase vysokorychlostní železnice v údolí Innu v Rakousku. Teplem odebíraným tepelným čerpadlem z pokusného úseku bude vytápěna provozní budova místní zillertálské železnice. Současně zde budou probíhat měření potřebná k vyhodnocení účinnosti a k získání dat pro budoucí projekty.

Semináře se zúčastnilo přes 40 osob. Simultánní překlad oběma zajistil Ing. Libor Mařík.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,  
novotny@metrostav.cz, sekretář CzTA ITA-AITES

## AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICĚ CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

### ČESKÁ REPUBLIKA

#### TUNELY NA ST. 513 A 514 UVEDENY DO PROVOZU

Důležitá součást rychlostního okruhu kolem Prahy byla uvedena do provozu 20. září 2010. Jde o úsek okruhu, který dokončil propojení mezi dálnicemi D1 (Praha–Brno) a D5 Praha–Plzeň. Součástí úseku jsou i tunely dálničního charakteru Komořany (dl. přes 1900 m) a Slivenec (dl. více než 1600 m).

#### TUNELOVÝ KOMPLEX BLANKA NA MO V PRAZE

Dne 28. 9. 2010 na stavbě městského okruhu mezi veřejností zažitého pod názvem Blanka proběhl Den otevřených



Obr. 1 Tunel Blanka – Den otevřených dveří: Pohled do strojovny vzduchotechniky  
Fig. 1 Community open day: A view into the ventilation plant cavern

### THE CZECH REPUBLIC

#### TUNNELS IN CONSTRUCTION LOTS 513 AND 514 INAUGURATED

An important part of the express road ring around Prague was opened to traffic on 20 September 2010. This ring road section finished the connection route between the D1 motorway (Prague – Brno) and D5 motorway (Prague – Plzeň). Parts of this section are the Komořany (over 1,900m long) and Slivenec (over 1,600m long) motorway-type tunnels.

#### MYSLBEKOVA-PELC-TYROLKA SECTION OF THE CITY CIRCLE ROAD

A community open day was held on 28 September 2010 at the construction sites of the City Circle Road section known to the



Obr. 2 Tunel Blanka – Den otevřených dveří: Pohled z STT přes propojku č.13 do JTT  
Fig. 2 Community open day: A view from the NTT, through cross passage No. 13, into the STT



dveří. Pražané měli podle svého času a nálady možnost zvolit některou ze tří pořadatelů pečlivě připravených prohlídkových tras, které procházely všemi již vyraženými prostorami tunelového komplexu. Zájem byl obrovský a konečný výsledek kolem 16 000 návštěvníků včetně jejich vesměs spokojených výrazů ve tvářích potvrzují prospěšnost a úspěšnost takto pořádané akce.

### TUNEL ŠPEJCHAR–PELC-TYROLKA (KRÁLOVSKÁ OBORA)

V červenci byla dokončena ražba dna třípruhového tunelu JTT, v srpnu pak ražba dna třípruhového tunelu STT a v říjnu dvoupruhového tunelu STT. Tím byly dokončeny všechny ražby JTT v délce 2223,4 m a STT v délce 2230,3 m.

Současně pokračují ražby dispozičně složitě členěných vzduchotechnických objektů. Koncem července byla dokončena ražba kaloty vzduchotechnického kanálu SO 9021.08 a v srpnu i jeho dna v celkové délce 80,8 m. V srpnu bylo dotěženo dno strojovny vzduchotechniky (SO 9021.05) v celé délce 123,4 m. Na základě měření deformací ostění byla potom tato strojovna preventivně dokotvena 355 kusy radiálních svorníků IBO R32 dl. 12 m. V říjnu byla dokončena i ražba vzduchotechnického kanálu SO 9021.07 prorážkou do svislé větrací šachty SO9021.09, která byla vyhloubena v předstihu. Ze strojovny vzduchotechniky se v současné době razí ještě propojovací kanály SO 9021.04 o celkové délce 133 m, které podcházejí pod oběma již vyraženými tunely STT a JTT.

V souběhu s ražbami je prováděno i definitivní ostění. K dnešnímu dni je zabetonováno 1658 m spodní klenby (140 sekcí) a 1427 m horní klenby (120 sekcí) dvoupruhového tunelu JTT, 740 m spodní klenby (63 sekcí) a 168 m horní klenby (14 sekcí) dvoupruhového tunelu STT. Na definitivním ostění třípruhového tunelu JTT z Letné je k dnešnímu dni zabetonováno 396 m spodní klenby (40 sekcí) a 155 m horní klenby (15 sekcí). Dále jsou provedeny definitivní betonové konstrukce spodní klenby tří tunelových propojek, technologického centra TGC 4 (SO 9021.06) a podzemní trafostanice TGC 5 (SO 9021.19).

Dne 14. 10. 2010 byla v technologické propojce č. 18 úspěšně provedena za účasti TDI a TSK zkouška stříkaného betonu pro definitivní ostění při použití fóliové izolace. Na základě vyhodnocení této zkoušky bude rozhodnuto o případné realizaci definitivního ostění ze stříkaného betonu i u ostatních propojek v ražených tunelech.

Výstavba probíhá v souladu s aktualizovaným HMG stavby, a to i přes týdenní odstávku způsobenou přípravami na Den otevřených dveří, který se konal 28. 9. 2010.

### TUNEL MYSLBEKOVA–PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE)

Po mimořádné události v červenci 2010 již byla splněna většina podmínek nutných pro obnovení ražeb a prací na většině pracovišť tunelu Brusnice potřebných a směřujících k dokončení díla.

V současné době (listopad 2010) se dokončuje sanace zavalené a zbylé části nadloží STT, kterou provádí Zakládání staveb, a. s. Po revizi RDS byla v září zhotovena propojka č. 1 mezi JTT a STT v délce 21 m, a tím mohly být zahájeny práce na zhotovení prvních 140 m definitivního ostění STT. Následně byl vyražen vzduchotechnický tunel v délce 114 m s prorážkou do větrací jámy v listopadu 2010. V JTT byla obnovena ražba s vertikálním členěním čelby a ze stávajícího staničení cca 380 m bylo vyraženo již prvních 10 m. Ve sta-

public under the name of Blanka. Depending on their time and mood, Prague citizens had the option of one of three visit routes meticulously prepared by the organisers, which passed through all spaces of the complex of tunnels where the excavation had been finished. The interest was immense and the final result of about 16,000 visitors, including mostly satisfied expressions of their faces, has proved how useful and successful such events are.

### THE ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA TUNNEL (KRÁLOVSKÁ OBORA)

July 2010 saw the completion of the excavation of the invert of the triple-lane STT. The excavation of the invert of the triple-lane NTT and double-lane NTT tunnels was finished in August and October, respectively. This means that all headings in the 2,223.4m long STT and 2,230.3m long NTT have been completed.

The excavation of spaces for ventilation structures, which are complicated in terms of their layouts, has continued. The excavation of SO 9021.08 ventilation duct top heading was finished at the end of July, whilst the excavation of its bottom at the total length of 80.8m was completed in August. The ventilation plant cavern bottom excavation (SO 9021.05) at the total length of 123.4m was finished in August. Subsequently, based on measurements of deformations of the lining, this ventilation plant cavern was additionally, preventively supported by 355 radial IBO R32 rock bolts, 12m long. The excavation of SO 9021.07 ventilation duct was also completed by breaking through into SO 9021.09 vertical ventilation shaft in October (the shaft had been sunk in advance). Connecting ducts SO 9021.04 at the total length of 133.0m, passing under both previously completed NTT and STT tunnels, are currently being driven from the ventilation plant cavern.

The final lining is being erected in parallel with the excavation. At present, the casting of 1,658m of the invert (140 casting blocks) and 1,427m of upper vault (120 blocks) of the double-lane STT has been completed, as well as 740m of the invert (63 blocks) and 168m of the upper vault (14 blocks) of the double-lane NTT. At present, the concrete final lining of the triple-lane STT from Letná has been completed in the invert and upper vault at the lengths of 396m (40 blocks) and 155m (15 blocks), respectively. In addition, final concrete invert structures have been completed in three cross passages, the TGC 4 equipment centre (SO 9021.06) and the TGC 5 transformer station (SO 9021.19).

Trial spraying of concrete on the waterproofing membrane to be used as the final lining was successfully performed on 14th October 2010 in service cross-passage No. 18, at the presence of site supervisors and TSK (Prague road administration). The decision about the possible application of the shotcrete final lining even in the other cross passages connecting the mined tunnels will be made on the basis of the assessment of the trial.

The construction proceeds in line with the updated construction schedule, despite a week's interruption required for the preparation of the Community Open Day, which took place on 28th September 2010.

### MYSLBEKOVA–PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE) TUNNEL

After the extraordinary event in July 2010, the majority of conditions necessary for restarting the excavation and work on the majority of working places in the Brusnice tunnel necessary for the completion of the works were fulfilled.

Currently (November 2010) Zakládání Staveb a. s. is finishing the stabilisation of the collapsed part and the remaining part of the NTT overburden. The excavation of the 21m long cross passage No. 1 between the STT and NTT was completed

vební jámě Prašný most potom probíhají přípravné práce pro zahájení protiražby v STT.

## PRODLOUŽENÍ TRASY PRAŽSKÉHO METRA VA

Od slavnostního zahájení ražeb v červnu 2010 se práce v podzemí rozvíjejí v souladu s uzavřeným HMG stavby.

Firma Metrostav a. s. dále pokračuje v ražbě přístupového tunelu do stanice Petřiny. Z její celkové délky jsou dokončeny již první dvě dílčí části, tj. vlastní štola Markéta v délce 220 m a potom i štola strojovny hlavního větrání délky 93 m. Zahajuje se ražba poslední třetí části a tou je ražba obrátového tunelu o délce 178 m. Dokončení celého přístupového tunelu v obsahu všech tří částí je plánováno ke konci letošního roku. Ražby probíhají v technologické třídě ražnosti IV pod hladinou spodní vody při zastížení horninového rozhraní bělohorských pískovců a jílovců.

Firma Hochtief, a. s., po vyražení přístupového tunelu Kateřina postupuje dále v ražbě směrem do stanice Motol, kde pomocí technologie NRTM vyrazila více než 150 m traťových tunelů. Současně dokončila poslední převážku montážní šachty v hloubce cca 30 m. Pomocí této šachty bude na jaře roku 2011 firma Metrostav a. s. montovat v podzemí svůj první stroj EPBS.

Zbývající ražené stanice Veleslavín a Červený vrch na svůj čas zatím čekají a doposud jsou v režimu přípravných prací a realizace přístupových cest do vlastních stanic.

## DÁLNIČE D8 – 805 – LOVOSICE–ŘEHLOVICE

Po tunelu Prackovice i tunel Radejčín po překonání všech legislativních překážek hlásí dokončení ražeb obou tunelových trub. Ražby byly dokončeny v srpnu 2010 a od září tak může probíhat úprava primárního ostění tunelu potřebná pro zahájení prací na definitivní obezdívce.

Mezitím byly zahájeny práce na betonážích definitivního ostění v úseku hloubených tunelů a další dokončovací práce.

## TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

Po dokončených ražbách se na obou tunelových rourách již také dokončují betonáže definitivního ostění, betonáže mezistropu a z tunelové roury TI také betonáž tunelových spojek 1 a 2. Tunelové spojky 3 a 4, které se betonovaly z tunelové roury TII, jsou již dokončené. Na tunelové rouře TII se připravuje betonáž chodníků, obrubníků a odvodňovacích žlabů. Tunelovou rouru TII realizuje firma Subterra, a. s., tunelovou rouru TI potom firma OHL ŽS.

Vývoj poklesové kotliny na obou rourách je stále v souladu s očekáváním projektu a vzhledem k ukončeným ražbám a realizaci definitivní obezdívky se začíná ustalovat.

## TUNELY NA ŽELEZNIČNÍ TRATI PRAHA–ČESKÉ BUDĚJOVICE

### Úsek Votice–Benešov u Prahy

Z nejdělsího z pěti tunelů tohoto projektu Zahradnického tunelu chybí vyrazit ještě asi 200 m v opěři s předpokladem dokončení všech ražeb do konce roku 2010. Subterra, a. s., již také zahájila betonáže podkladních pásů pro definitivní obezdívku a betonáž hloubené části tunelu. Úniková šachta tohoto tunelu je dokončena v betonu včetně izolace a začátkem roku 2011 se začne montovat její vystrojení včetně schodiště.

Již vyražený Olbramovický tunel bude do konce roku vybetonován v hloubené části (deset dvanáctimetrových bloků)

in September, after the revision of the detailed design, thus the work on casting of the initial 140m of the NTT final lining could start. The excavation of the 114m long ventilation tunnel was subsequently completed by breaking through into the ventilation shaft in November 2010. As far as the STT is concerned, the excavation using the vertical sequence was renewed; initial 10m of the excavation from the current chainage of approximately 380m were completed. Operations required for the preparation of the counter-heading in the NTT are underway in the Prašný Most construction pit.

## METRO LINE A EXTENSION

Since the groundbreaking ceremony held in June 2010, the underground works have proceeded in compliance with the contractual schedule.

Metrostav a. s. further continues to drive an access gallery to Petřiny station. Of the total length of the gallery, initial two parts (220m long Markéta Gallery and a 93m long gallery for the main ventilation plant) have been completed. The excavation of the last part, the third one, consisting of a 178m long tunnel for a dead-end tail track is being started. The completion of the entire access gallery within the scope comprising all of the three parts is scheduled for the end of 2010. The excavation passes through rock mass categorised as excavation support class IV, under the water table level, with the interface between Bílá Hora Sandstones a claystones encountered.

After completing Kateřina access gallery excavation, Hochtief a.s. proceeds toward Motol station; it has completed the excavation of over 150m of running tunnels. At the same time, it finished the work on the last waler in the assembly shaft, at the depth of about 30m. Metrostav a. s. will use this shaft in the spring of 2011 for assembling its first EPB TBM in the underground.

The remaining mined stations, Veleslavín and Červený Vrch, are still waiting for their time. They are still in the regime of enabling works and constructing access roads to the stations.

## D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805: LOVOSICE–ŘEHLOVICE

After the Prackovice tunnel, even the Radejčín tunnel reported that all legislative obstacles have been overcome and the excavation of both tunnel tubes has been completed. The excavation was finished in August 2010, therefore it is possible from September to carry out finishing of the primary lining required for commencing the work on the final lining.

The work on casting of the final concrete lining in the cut-and-cover section and other finishing work started in the meantime.

## DOBROVSKÉHO TUNNELS ON THE LARGE CITY CIRCLE ROAD IN BRNO

After the completion of the excavation, the following work items are being completed in both tunnel tubes: casting of the final lining, casting of the suspended slab, and casting of linings in cross passages 1 and 2 proceeding from Tunnel I. Cross passages 3 and 4, where concrete casting was carried out from Tunnel II, have been completed. Casting of walkways, curbs and drainage ducts in Tunnel II is under preparation. Tunnel tube TII is carried out by Subterra a.s., while tunnel tube TI is built by OHL ŽS.

The settlement trough above both tunnel tubes still corresponds with the design assumptions and, owing to the fact that the excavation and installation of the final lining has been completed, it starts to get stabilised.

a následně bude zahájena betonáž definitivní obezdívky ražené části (třicet dvanáctimetrových bloků).

Na tunelu Tomice I probíhají ražby z obou portálů současně. Celkem je v kalotě vyraženo z obou stran 131 m z celkové délky ražené části tunelu 217 m. Na druhou stranu tunel Tomice II se na zahájení ražeb teprve připravuje. Stavební jáma v portálové části je vyhloubena na úroveň kaloty a v jedenáctém měsíci se bude provádět úvodní mikropilotový deštník. Po něm budou i zde zahájeny ražby.

Práce na všech výše zmíněných ražených tunelech provádí firma Subterra, a. s.

Výstavba v České republice nejdelšího hloubeného železničního tunelu Votice délky 590 m pokračuje souběhem hloubení stavební jámy, pokládky bočních drenáží, montáže samonosné výztuže a betonáže ostění z betonu odolného proti průsakům. Práce postupují od výjezdového pražského portálu směrem k vjezdovému budějovickému portálu. Z celkového objemu zemních prací 150 000 m<sup>3</sup> vytěžila firma Hochtief do konce října 85 000 m<sup>3</sup> převážně granitických hornin různého stupně zvětrání. Svahovaná stavební jáma o maximální hloubce 20 m je až na úroveň základové spáry tunelu vytěžena a zajištěna v úseku staničení TM 410 až TM 590.

Patky ostění jsou od pražského portálu vybetonovány v délce 100 m a na 70 m již proběhla montáž samonosné výztuže (obr. 3). Pro blok betonáže délky 10 m se vyztužování provádí z prutové výztuže o celkové hmotnosti 18 t/blok. Tento způsob vyztužování známe spíše z ražených tunelů, ale v případě Votického tunelu jej bylo nutné nasadit z důvodu optimálního časového využití oboustranného pojízdného bednění. Při době montáže výztuže 3 dny/blok by při klasickém vyztužování na formě docházelo k zásadním časovým ztrátám. Vzhledem k plánované betonáži v zimním období předpokládá zhotovitel pro zmírnění teplotního šoku po odbednění použít klimatizační vůz.

## ŽELEZNIČNÍ TUNEL JABLUNKOV Č. 2

Tunel Jablunkov stále čeká na svoji druhou příležitost. V listopadu 2010 to bude již rok od data vzniku mimořádné události a od té doby až doposud se čeká na rozhodnutí investora o dalším postupu výstavby.

## TUNELY NA ŽELEZNIČNÍ TRATI PRAHA – PLZEŇ

### Tunel Osek v úseku Beroun – Zbiroh

Výstavba hloubeného dvoukolejného železničního tunelu Osek délky 324 m, který je veden v oblouku o poloměru



Obr. 3 Samonosná výztuž hloubeného Votického tunelu  
Fig. 3: Self-supporting reinforcement of the Votice cut-and-cover tunnel structure

## TUNNELS ON VOTICE – BENEŠOV U PRAHY SECTION OF PRAGUE – ČESKÉ BUDĚJOVICE RAILWAY LINE

Of the longest of the five tunnels contained in this project, the Zahradnice tunnel, remaining about 200m of the bench excavation is to be completed. All excavation operations are expected to be completed by the end of 2010. In addition, Subterra a.s. has started casting of blinding concrete for the final lining and casting of the cut-and-cover part of the tunnel.

The tunnel escape shaft concrete structure has been finished, including the waterproofing; the fit out including a staircase installation will start at the beginning of 2011.

As far as the Olbramovice tunnel is concerned, where the tunnel excavation was completed before, concrete casting in the cut-and-cover section (ten twelve metres long blocks) will be finished by the end of 2010; subsequently casting of the final lining in the mined tunnel section will commence (thirty twelve-metre blocks).

The excavation of the Tomice tunnel is underway, proceeding from both portals concurrently. In total, 131m of the total excavation length of the mined part amounting to 217m have been completed (from both sides).

On the other hand, the TCE II tunnel is only now being prepared for the start of excavations. The excavation of the construction pit in the portal section has reached the level of the top heading; the initial umbrella support will be installed in November. The excavation in this section will start subsequently.

The work on all of the above-mentioned mined tunnels is carried out by Subterra, a. s.

The construction of the longest cut-and-cover tunnel in the Czech Republic, the 590m long Votice tunnel, continues by excavating the construction trench concurrently with laying side drains, installing self-supporting reinforcement and casting of the lining using water seepage resistant concrete. The work proceeds from the exit (Prague) portal toward the entrance (Budějovice) portal. Of the total volume of earthmoving of 150,000m<sup>3</sup>, Hochtief completed excavation of 85,000m<sup>3</sup> of mostly granitic rock with different degrees of weathering till the end of October. The excavation of the sloped construction trench with the maximum depth of 20m has reached the foundation base level and got stabilised throughout the length of the section between chainages TM 410 and TM 590. Casting of concrete footings has been completed at the length of 100m from the Prague portal; self-supporting reinforcement has been installed on the footings at the length of 70m (see Fig. 3). One 10m long casting block is reinforced using 18 metric tons of steel bar reinforcement in total. This reinforcement installation system is known rather from mined tunnels but, in the case of the Votice tunnel, its application was necessary with respect to the requirement for optimising the use of the double-sided travelling formwork. In the case of the classical technique of installing reinforcement on formwork taking 3 days per block, significant losses of time would have originated. Taking into consideration the fact that the concrete casting operations are planned for the winter season, the contractor assumes that a travelling gantry securing thermal insulation along the lining circumference will be used after stripping the form to mitigate the temperature shock.

## JABLUNKOV NO.2 RAILWAY TUNNEL

The Jablunkov tunnel is still waiting for the second chance. In November, it will have been a year since the tunnel collapse happened; since that time the contractor has been waiting for client's decision about the next progress of the construction.



Obr. 4 Tunel Osek – stavební jáma a montáž výztuže falešného primárneho ostění  
Fig. 4 Construction trench and installation of reinforcement of the false primary lining

747,805 m (v ose tunelu), je v současné době před dokončením. Probíhají závěrečné práce na bednění plzeňského portálu a v nejbližších dnech proběhne jeho betonáž. Dále se dokončují práce na zpětném zásypu konstrukce tunelu, montáže kabelovodů a betonáže pochozí stezky. Ve vrcholu je železobetonová konstrukce tunelu přespaná o 1,0 m.

Práce na tunelu zahájila jako přímý zhotovitel společnost HOCHTIEF CZ, a. s., hloubením stavební jámy v polovině září 2009, celkový objem výkopů činí 52 000 m<sup>3</sup>. Svahy stavební jámy byly až na úroveň základové spáry tunelu zajištěny stříkaným betonem vyztuženým ocelovými sítěmi a hřebíky. Největší hloubka stavební jámy je 13 m. Ostění tunelu je (mimo portálových pásů) provedeno jako dvouplášťové s mezilehlou fóliovou izolací. Vnější ostění délky 300 m (falešné primární ostění) slouží jako ztracené bednění a ochrana izolace proti vodě (viz obr. 4). Primární ostění je ze stříkaného betonu C20/25 tl. 300 mm, vyztuženého ocelovými příhradovými rámy a sítěmi. Vnější ostění je provedeno na rozšířené základové pásy pro definitivní ostění. Po provedení falešného primárního ostění proběhl následný pracovní postup jako při provádění raženého tunelu, tj. provedení hydroizolačního souvrství, montáž výztuže definitivního (sekundárního) ostění a betonáž definitivního ostění pomocí bednicího vozu. (viz obr. 5). Definitivní (sekundární) ostění je z monolitického železobetonu C25/30, minimální tloušťky 350 mm. Portálové tunelové pásy se šikmými čely jsou provedeny do oboustranného bednění, tloušťka ostění je minimálně 500 mm. Tunel je rozdělen na 25 tunelových pasů a dva portálové úseky. Tunelový pás má délku 12 m a hmotnost uložené výztuže do jednoho tunelového pasu je cca 11 t. V každém druhém tunelovém pásu je po obou stranách proveden záchranný výklenek. Betonáže definitivního ostění byly zahájeny 31. 5. 2010 a dokončení se předpokládá 16. 11. 2010. Celkem bude uloženo do definitivního ostění 3.565 m<sup>3</sup> betonové směsi.

ING. BORIS ŠEBESTA, [sebesta@metrostav.cz](mailto:sebesta@metrostav.cz),  
METROSTAV a. s.,

ING. KAREL FRANČZYK, Ph.D., [kfranczyk@subterra.cz](mailto:kfranczyk@subterra.cz),  
SUBTERRA, a. s.,

ING. LIBOR MAŘÍK, [libor.marik@ikpce.com](mailto:libor.marik@ikpce.com),  
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o



Obr. 5 Tunel Osek – Bednicí vůz a definitivní ostění  
Fig. 5 Travelling formwork and the final lining

## TUNNELS ON PRAGUE-PLZEN RAILWAY LINE

### The Osek tunnel in the Beroun-Zbiroh track section

The construction of the 324m long cut-and-cover, double-lane Osek railway tunnel, which is in a 747.805m-radius curve (the tunnel centre line), is currently before completion. Finishing work is underway on the formwork for the Plzeň portal structure and, the casting of the concrete structure will start shortly. In addition, the work on the tunnel backfill, installation of cable ducts and casting of the concrete walkway is being finished. The reinforced concrete structure is covered with 1m-thick earth layer.

The work on the tunnel was started by HOCHTIEF CZ a.s., the main contractor, by excavating the construction trench in mid September 2009; the total excavation volume amounts to 52,000m<sup>3</sup>. The slopes of the construction trench were stabilised by shotcrete, steel mesh and dowels up to the tunnel base level. The greatest depth of the construction trench is 13m. The tunnel lining (with the exception of portal blocks) is a two-shell structure with an intermediate waterproofing membrane. The external lining (a false primary lining along a 300m long section) is used as a sacrificial form and protection of the waterproofing membrane (see Fig. 4). The primary lining is in C20/25 shotcrete reinforced with steel lattice girders and mesh. The external lining is cast on widened footings. When the false primary lining had been completed, the following work procedure, similar to the construction of a mined tunnel, took place: application of the waterproofing layers, installation of concrete reinforcement of the final lining and casting of the final lining using a traveller form (see Fig. 5). The final (secondary) lining is in cast-in-situ C25/30 concrete with the minimum thickness of 350mm. The tunnel portal blocks with slanted ends are constructed using double-sided formwork; the minimum thickness of the lining is 500mm. The tunnel is divided into 25 tunnel blocks and two portal sections. Each tunnel block is 12m long; the weight of concrete reinforcement in one block is about 11t. A rescue recess is found in every other tunnel block on both sides. The casting of the final lining started on 31 May 2010; the completion is planned for 16 November 2010. In total, 3.565 m<sup>3</sup> of concrete will be required for the final lining.

ING. BORIS ŠEBESTA, [sebesta@metrostav.cz](mailto:sebesta@metrostav.cz),  
METROSTAV a. s.,

ING. KAREL FRANČZYK, Ph.D., [kfranczyk@subterra.cz](mailto:kfranczyk@subterra.cz),  
SUBTERRA, a. s.,

ING. LIBOR MAŘÍK, [libor.marik@ikpce.com](mailto:libor.marik@ikpce.com),  
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o

## SLOVENSKÁ REPUBLIKA

### REKONŠTRUKCIA TUNELA POD HRADOM V BRATISLAVE

Prevádzka električkovej trate v rekonštruovanom Tuneli pod Hradom začala 2. septembra 2010. Hoci boli stavebné práce ukončené už v máji, kolaudačné procedúry zabrali niekoľko týždňov. Tunel dĺžky 792 m bol vybudovaný a otvorený v roku 1949 ako cestný, ale od prvej komplexnej rekonštrukcie v roku 1983 slúži električkovej doprave. Rekonštruovaný tunel sa prezentuje úplne novou koľajovou traťou so zvrškom typu pevná jazdná dráha, zásobovacie potrubie vodovodu DN 800 je umiestnené pod zemou v technickom kanáli a podstatne zvýšená bola aj úroveň bezpečnosti prevádzky v tuneli. Investorm rekonštrukcie bol Dopravný podnik Bratislava, a. s., projektantom Terraprojekt, a. s., Bratislava a zhotoviteľom Združenie pre električku pod hradom tvorené firmami OHL ŽS, a. s., Skanska BS, a. s., a Trnavská stavebná spoločnosť, a. s.

### TUNEL TURECKÝ VRCH

Dňa 10. novembra 2010 sa uskutočnila prvá prerážka tunelovej rúry železničného tunela Turecký vrch. Prerážkou boli spojené úseky tunela razené od severného portálu a od únikovej štólne. Prerážka medzi razeným úsekom od južného portálu a od únikovej štólne bude nasledovať v druhej polovici novembra. Od južného portálu zároveň začali betonáže definitívnych spodných klenieb tunela. Sekundárne ostenie tunela by sa malo začať budovať v jarných mesiacoch budúceho roku. Tunel dĺžky 1775 m je súčasťou železničného úseku Nové Mesto nad Váhom–Zlatovce na trati Bratislava–Žilina. Investorm stavby sú Železnice Slovenskej republiky a zhotoviteľom združenie vedené spoločnosťou OHL ŽS, a. s., a členmi združenia sú Skanska BS, a. s., Váhostav – Sk, a. s., Doprastav, a. s., a Eltra, spol. s r. o.

### PPP PROJEKTY NA VÝSTAVBU DIALNIC

Na konci augusta 2010 oznámilo Ministerstvo dopravy SR zánik koncesnej zmluvy pre prvý balík projektov verejnosúkromného partnerstva na výstavbu a prevádzku diaľnic PPP D1 Dubná Skala–Turany, Turany–Hubová, Hubová–Ivachnová, Jánovce–Jablonov a Fričovce–Svinia s tunelmi Rojkov (1,8 km), Havran (2,8 km), Čebrať (2,0 km) a Šibenik (0,6 km). Pre viaceré z uvedených diaľničných úsekov zároveň oznámilo, že ich v najbližšom období začne obstarávať štandardnou metódou s financovaním zo štátneho rozpočtu a eurofondov.

Pre tretí balík PPP, výstavbu a prevádzku diaľnice D1 v úseku Hričovské Podhradie–Dubná Skala, Ministerstvo dopravy naopak predĺžilo termín na finančné uzatvorenie projektu, pričom oznámilo, že by sa hlavné stavebné práce mohli začať v prvej polovici roku 2011. Koncesionárom projektu je spoločnosť Žilinská diaľnica, s. r. o., založená spoločnosťami Hochtief PPP Solutions, Alpine Bau, Western Carpathians Motorway Investors Company a FCC Construcción. Súčasťou úseku budú aj tunely Žilina (0,6 km), Ovčiarisko (2,3 km) a Višňové (7,5 km). V rámci prípravných prác boli v priebehu tohto roku vybudované oba portálové zárezy tunela Ovčiarisko a západný portál tunela Višňové.

**ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,**  
frankovsky@terraprojekt.sk,  
TERRAPROJEKT, a. s.

## THE SLOVAK REPUBLIC

### RECONSTRUCTION OF THE TUNNEL UNDER THE BRATISLAVA CASTLE

The reconstructed Tunnel under the Castle was opened to tram traffic on 2nd September 2010. Despite the fact that the construction work was finished as long ago as May, the occupation permit issuance procedures took several weeks. The 792m long tunnel was constructed and inaugurated in 1949 as a road tunnel, but it has served to carrying tram traffic since the first comprehensive reconstruction in 1983. The reconstructed tunnel presents itself by a completely new slab-type rail track; a DN 800mm water supply line is located in a buried technical duct and the level of operational safety in the tunnel was significantly increased. The client was Dopravný podnik Bratislava a.s., the designer was Terraprojekt a.s. Bratislava and the contractor was the Consortium for Tram under the Castle, consisting of OHL ŽS, a.s., Skanska BS a.s. and Trnavská stavebná spoločnosť a.s.

### TURECKÝ HILL TUNNEL

The first breakthrough of the first tube of the Turecký Hill rail tunnel took place on 10th November 2010. The breakthrough connected the sections of the tunnel which had been driven from the northern portal and from the escape gallery. The breakthrough between the sections mined from the southern portal and from the escape gallery will follow in the second half of November. At the same time casting of the final invert concrete structures started from the southern portal. The erection of the secondary tunnel lining should start in the spring of 2011. The 1,775m long tunnel is part of the railway track section between Nové Mesto nad Váhom and Zlatovce on the Bratislava – Žilina rail line. The client is Železnice Slovenskej republiky (Slovak Railways) and the contractor is a consortium consisting of OHL ŽS a. s. (the leader), Skanska BS, a. s., Váhostav Sk, a. s., Doprastav, a. s. and Eltra, spol. s r. o.

### PPP PROJECTS FOR THE DEVELOPMENT OF MOTORWAYS

At the end of August 2010, the Ministry of Transport of the SR announced the discharge of the concession contract for the first package of public-private partnership projects for the construction and operation of the D1 motorway sections Dubná Skala - Turany, Turany - Hubová, Hubová - Ivachnová, Jánovce - Jablonov and Fričovce – Svinia, containing the Rojkov (1.8 km), Havran (2.8 km), Čebrať (2.0 km) and Šibenik (0.6 km) tunnels. At the same time, the ministry announced that it would start to procure contracts for some of the above-mentioned motorway sections using the standard procedure of funding from the state budget and Euro Funds.

On the other hand, the Ministry of transport postponed the deadline for financial closing of the third PPP package comprising the construction and operation of the D1 motorway section between Hričovské Podhradie and Dubná Skala, announcing that the main construction operations could commence in the first half of 2011. The project concessionaire is Žilinská diaľnica s.r.o. (Žilina Motorway), which is a company founded by Hochtief PPP Solutions, Alpine Bau, Western Carpathians Motorway Investors Company and FCC Construcción. The Žilina (0.6 km), Ovčiarisko (2.3 km) and Višňové (7.5 km) tunnels will be parts of the motorway section. Both construction trenches for portals of the Ovčiarisko tunnel and the western portal of the Višňové tunnel were constructed within the framework of enabling works.

**ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,**  
frankovsky@terraprojekt.sk, TERRAPROJEKT, a. s.

## Z HISTORIE PODZEMNÍCH STAVEB FROM THE HISTORY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

### KTERÝ SILNIČNÍ TUNEL JE V ČESKÉ REPUBLICE NEJKRATŠÍ? WHICH ROAD TUNNEL IS THE SHORTEST IN THE CZECH REPUBLIC

The shortest tunnel in the Czech Republic and possibly even in Europe was opened to traffic in 1914. During the course of the construction of a road near the village of Lažany the builders encountered a sandstone rock called Mnich. They decided to overcome this natural obstacle by carving a gate through it in the shape of a pointed Gothic vault. This is how a 4m long and 4.9m high tunnel originated. Owing to the tunnel a relatively valuable natural monument was preserved.

Pokud se zabýváme podzemními stavbami, všímáme si většinou takových, které představují v určitém měřítku jistá superlativa – jsou největší vyraženým profilem, délkou či objemem, mají nejmenší, případně největší nadloží, jsou nejsložitější s ohledem na geotechnické podmínky pro výstavbu a podobně. Při shromažďování podkladů pro publikaci Podzemní stavitelství v České republice jsme se setkali se zajímavým fenoménem v podobě našeho nejkratšího tunelu. Tento tunel přes své stáří (zprovozněn roku 1914) není v tunelářském povědomí obecně znám. Jde o pouhé 4 metry dlouhý silniční tunel mezi obcemi Lažany a Libošovice v Českém ráji, který je znalců místní krajiny známý spíše pod turistickým označením „Pekařova brána“.

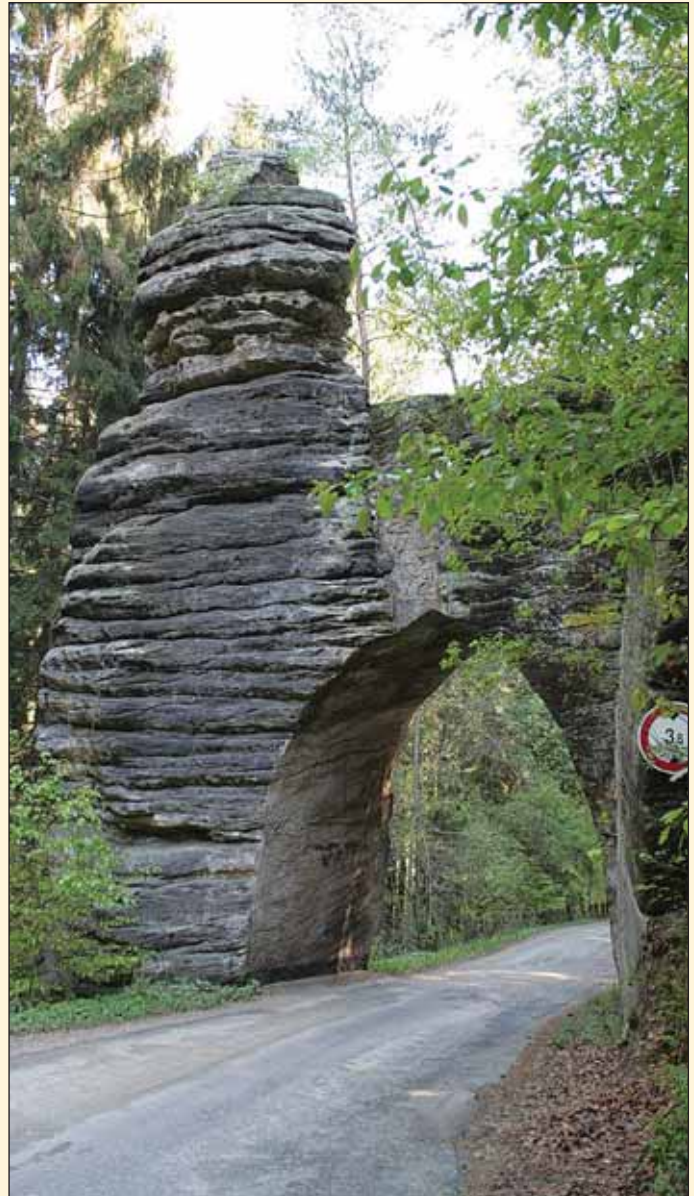
Při výstavbě silnice (III/27926) pod vesnicí Lažany tu stavitelé narazili na pískovcovou skálu zvanou Mnich. Rozhodli se tuto přírodní překážku překonat vytesáním průjezdu ve tvaru lomené gotické klenby. Později tato neobyčejná stavba, kombinující dílo přírody a lidských rukou, získala jméno Pekařova brána podle turistické stezky z hradu Kost na Valdštejn, která vedla právě po silničce procházející tímto tunelem. Označení není odvozeno od řemesla, ale odkazuje na jméno známého českého historika PhDr. Josefa Pekaře (1870–1937), který měl právě tuto stezku ve velké oblibě.

Pozoruhodná je i vyhlídka, přístupná po schodišti vytesaném do skály spolu s tunelem. Po několika málo schodech je možné se celkem pohodlně dostat na horní partii skalního bloku, která slouží jako přirozená rozhledna (dnes zčásti zakrytá stromy).

Z pohledu podzemního stavitelství je Pekařova brána spíše úsměvné dílo. Tunel délky 4 m a světlé výšky 4,9 m však zajistil zachování poměrně cenné přírodní památky a je plnohodnotnou součástí evidence příslušné SÚS. Díky tomu je možná nejkratším tunelem nejen v České republice, ale i v celé Evropě.

**ING. PAVEL ŠOUREK, JAKUB KARLÍČEK,**  
**SATRA, spol. s r. o.**

*Foto / Photo: Jakub Karlíček*



## ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

### ODBOURNÝ ZÁJEZD ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES DO NĚMECKA VE DNECH 13.–16. 10. 2010

### TECHNICAL EXCURSION OF THE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION TO GERMANY FROM 13<sup>TH</sup> THROUGH 16<sup>TH</sup> OCTOBER 2010

The ITA-AITES Czech Tunnelling Association organises as a tradition annual excursions to construction sites abroad, which are usually combined with an away meeting of the Editorial Board. This year, on 13th to 16th October, the technical excursion headed toward Germany. It was attended by 46 persons. On Thursday the 14th October 2010 they visited the Lichtenholz and Kulf tunnels on the ongoing construction of the Enensfeld – Erfurt section of the high-speed rail line which will connect Munich and Berlin.

Friday was dedicated to a visit to the Herrenknecht production plant in Schwanau, where the excursion participants could see, in a partially assembled condition, the first of the two Earth Pressure Balance TBMs which are intended for the construction of the Prague metro Line A extension.

Two extraordinary events took place during the course of the trip: In Chile, 33 miners were one by one rescued after being trapped for 67 days at a depth of about 700m in the San Esteban mine; in Switzerland the first tube of the Gotthard base tunnel broke through. The breakthrough took place during the course of the visit of the excursion participants in the Herrenknecht company premises, where they could watch a live broadcast of the Herrenknecht-manufactured TBM breaking through into a cavern filled with guests invited to this tunnelling event of worldwide importance.

Všichni to známe, někdy se to stane a ani nevíme jak. Stane se, že nás zahrne proud negativních nebo pozitivních událostí v jednu chvíli, na jednom místě. A přesně to se nám, účastníkům odborného zájezdu do Německa, stalo právě ve dnech 13.–16. 10. 2010. Jelikož svatá Barbora nad námi v tu chvíli jistě držela svoji ochrannou ruku, tak nám umožnila prožít velmi pozitivní průběh naší cesty a jejího odborného programu.

S podzimem každého roku koná redakční rada časopisu Tunel své výjezdní zasedání. Letos bylo spojeno s odborným zájezdem členů České tunelářské asociace ITA-AITES do Německa na stavbu tunelů na trase vysokorychlostní železnice a do továrny na výrobu štítů firmy Herrenknecht AG ve Schwanau poblíž Rýna. Součástí programu byla také krátká prohlídka historického centra města Štrasburk ve Francii v den návratu do České republiky. Cesty se zúčastnilo 46 osob včetně dvou kolegů ze Slovenska, kteří jsou členy redakční rady.

Samozřejmě z výše uvedeného nevyplývá asi nic mimořádného, co by mohlo opravňovat k oslavné fuze na podzemní stavitelství, ale přesto posuďte spolu s námi, zda



Obr. 1 Záchraná kapsle pro chilské horníky  
Fig. 1 Rescue capsule for the Chilean miners

k takovému nadšení a oslavě, v poslední době v našich podmínkách těžce zkoušené profese, mohl být důvod.

### ZÁCHRANA HORNÍKŮ V CHILE

V souběhu s naší cestou vrcholila záchranná akce, jejíž úsilí vedlo k záchraně 33 horníků uvězněných po dobu 67 dnů v hloubce přibližně 700 m v měděném a zlatém dole San Esteban na severu Chile. Zprávy o každém nově zachráněném kolegovi plynule vylepšovaly naši cestovní náladu. Konečný výsledek záchrany všech v podzemí závalem uvězněných horníků je kolosální a v soudobé historii důlních činností pravděpodobně nemá obdoby (obr. 1).

### NÁVŠTĚVA TUNELŮ KULCH A LICHTENHOLZ NA STAVBĚ VYSOKORYCHLOSTNÍ ŽELEZNICE EBENSFELD–ERFURT

To bylo tunelářské pohlazení. Oba tunely jsou součástí obrovského projektu vysokorychlostní železnice propojující města Berlín a Norimberk a v širším evropském měřítku Skandinávie s Itálií. Podrobnosti o této stavbě a naší exkurzi na oba tunely najdete níže v příspěvku, který připravil Ing. Libor Mařík.

Na tunelu Kulch, právě na den naší návštěvy, probíhala slavnostní zarážka, jejíž součástí byla i ekumenická bohoslužba s posvěcením sošky sv. Barbory (obr. 2).



Obr. 2 Ekumenická bohoslužba při svěcení sv. Barbory

Fig. 2 Ecumenical worship service during the consecration of Saint Barbara statuette

Na slavnost včetně příslušného rautu jsme byli od našeho hostitele firmy Hochtief pozváni. No, neměli jsme štěstí?

### NÁVŠTĚVA VÝROBNÍHO ZÁVODU FIRMY HERRENKNECHT AG VE SCHWANNAU

Na základě spolupráce s firmou Herrenknecht na projektu prodloužení trasy A pražského metra, kam tato firma dodává dva zeminové štíty (EPBS), nám bylo umožněno nahlédnout do kuchyně této jistě světové firmy.

Ve velmi přátelské atmosféře jsme měli možnost vidět obrovské rozměry vlastního výrobního závodu, kde pan Martin Herrenknecht z jednomužné firmy vybudoval za několik desítek let možná nejspěšnější firmu svého druhu na světě. Viděli jsme např. již smontovaný štít určený pro stavbu v ázerbájdžánském Baku (obr. 3).

Třešničkou na dortu byla i příležitost uvidět zčásti již sestavený první štít pro náš pražský projekt (obr. 4). Na volném prostranství před výrobní halou probíhala také montáž tunelovacího stroje s největším profilem v současnosti – 15 550 mm!! Celková hmotnost stroje bude



Obr. 4 Účastníci exkurze před smontovanou částí EPBS o  $\phi$  6 m určeného pro Prahu

Fig. 4 Excursion participants in front of the assembled part of the 6.0m diameter EPB TBM being prepared for Prague



Obr. 3 TBM  $\phi$  6 m připravený pro Baku (Ázerbajdžán)

Fig. 3 TBM  $\phi$  6.0m prepared for Baku (Russia)

3800 t a jeho příkon činí 15 600 kW. Je určen pro tunely Sparvo dlouhé 2494 m a 2431 m na dálnici mezi Florencií a Bolognou (obr. 5).

V další části programu jsme vyslechli několik velmi zajímavých prezentací našich hostitelů o současných i budoucích možnostech využití strojních technologií pro podzemní stavitelství (obr. 6).

### PRORÁŽKA NEJDELŠÍHO ŽELEZNIČNÍHO TUNELU SVĚTA POD PRŮSMYKEM SV. GOTHARDA

Po 11 letech tvrdé práce na ražbách gothardského bázového tunelu posunulo světové tunelářství svoji metu zase o kus dál. Délka 57 km vyraženého železničního tunelu určuje hodnotu nového světového rekordu v oboru podzemních staveb. Na ražbách gothardského tunelu se podílely obě tradiční technologie TBM i NRTM.

Nemůže být jinak, než že na tomto unikátním projektu spolupracují také světové firmy a v mezi nimi i Herrenknecht. A tak jsme zase měli štěstí, protože jsme byli ve správnou chvíli na správném místě. V rámci prezentací



Obr. 5 Montáž největšího TBM  $\phi$  15,55 m pro Itálii

Fig. 5 Assembly of the largest, 15.55m diameter TBM manufactured for Italy



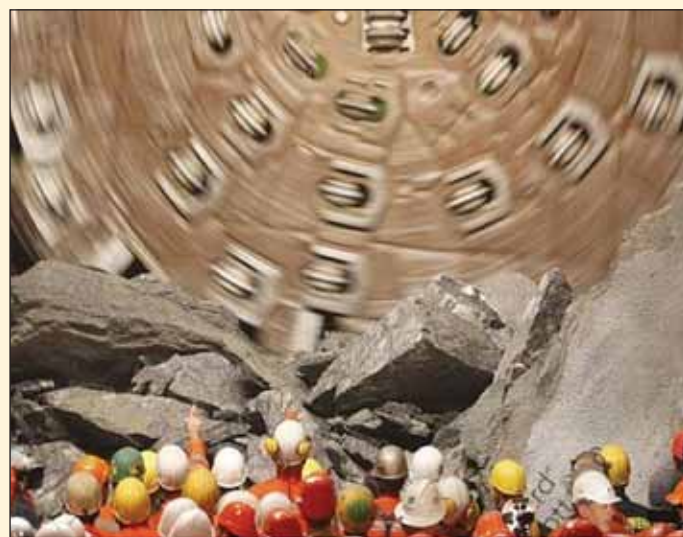


Obr. 6 Účastníci při prezentacích firmy Herrenknecht  
Fig. 6 Excursion participants at Herrenknecht company presentations

odborníků firmy Herrenknecht jsme mohli sledovat satelitní přímý přenos ze slavnostní prorážky prvního gothardského tunelu (obr. 7), i když pravda, ne ve zcela dobré kvalitě.

### PROHLÍDKA MĚSTA ŠTRASBURK

Závěrečná sobotnědopolední prohlídka malebně historického města Štrasburk potom byla dalším bonusem, i když krátkým, pro všechny zúčastněné. Pohled na dominantní katedrálu stejně jako procházka malebnými uličkami města jenom uzavřely paletu dobrých pocitů a nic na tom nemohlo změnit ani v tu chvíli lehce deštivé počasí.



Obr. 7 Slavnostní prorážka Tunelu Gotthard dne 15. 10. 2010  
Fig. 7 The Gotthard tunnel breakthrough celebration on 15th October 2010

### ZÁVĚR

Nevím, zda po přečtení této zprávy můžete a budete s námi účastníky sdílet stejné nadšení, ale věřte, že pro nás cesta znamenala posloupnost zážitků, které pozitivně nabíjejí. Tato nově získaná přidaná hodnota byla také kvalitativně tříděna a do našich myslí průběžně ukládána během večerních vzájemných výměn názorů, poznatků a dojmů.

Zdař bůh!

ING. BORIS ŠEBESTA, [sebesta@metrostav.cz](mailto:sebesta@metrostav.cz),  
METROSTAV a. s.

### EXKURZE DO TUNELŮ LICHTENFELS A KULCH NA TRATI EBENSFELD–ERFURT

Dříve, než se budeme blíže věnovat navštíveným tunelům, přiblížíme si traťový úsek jako celek. Vzhledem k technické náročnosti a množství staveb určitě stojí za pozornost. Jedná se o část významného vysokorychlostního spojení Berlín–Mnichov, které by mělo po dokončení všech plánovaných staveb zkrátit dobu jízdy z 8 hodin (výchozí stav v roce 1992) na 4 hodiny. Z širšího hlediska tvoří trasa součást transevropské spojnice z Itálie do Skandinávie.

Projektování i výstavba probíhá v rámci projektu Deutsche Einheit Schiene Nr. 8, který reaguje na nutnost vybudování dopravní infrastruktury po sjednocení Německa. Trasa je navržena pro rychlost 300 km/h a kromě osobní dopravy se počítá i s dopravou nákladní. Tomu odpovídají i návrhové parametry jako minimální poloměr směrového oblouku 3700 m a maximální sklon 12,5 ‰. Na úseku převládá pevná jízdní dráha. Výjimku tvoří pouze předjízdňové koleje a napojení na stávající trať, kde je použito šterkové lože. Výsledná trasa byla vybrána ze tří variant, které probíhaly koridorem šířky cca 20 km.

Tuneláře však na trase zaujme počet tunelů a jejich celková délka. Při délce úseku 107 km vede v tomto tunelářském ráji 41 km trasy pod zemí v celkem 22 tunelech. K nejdelším patří tunely Blessberg (8314 m) a Silberberg

(7391 m), nejkratší tunel Behringen má délku 463 m. Nezávisle na délce jsou všechny tunely navrženy jako dvoukolejné s osovou vzdáleností kolejí 4,7 m a raženy jsou konvenčně pomocí NRTM. Pokud k tunelům připočteme i 29 mostů o celkové délce 12 km zjistíme, že více než 50 % trasy tvoří inženýrské objekty. To je rekordní počet v rámci všech nově budovaných vysokorychlostních úseků železnice v SRN. Kritériem pro vedení trasy v tunelu nebo na mostě, platným podle směrnice Německých drah DB 863 pro vysokorychlostní trať, je hloubka zářezu 20 m, resp. výška náspu 15 m. Tam, kde by došlo k překročení těchto hraničních hodnot, je trať vedena v tunelu, resp. na mostě.

Tunely Kulch (1331 m) a Lichtenholz (931 m) razí sdružení NBS Lichtenfels tvořené firmami Hochtief Construction AG, Alpine Untertagebau GmbH a Beton-und Monierbau. Investorem je DB Netz AG. Ke společným parametrům obou tunelů patří plocha výrubu 170 m<sup>2</sup>, světlá plocha nad úrovní temene kolejnice 101 m<sup>2</sup>, osová vzdálenost kolejí 4,7 m a použití pevné jízdní dráhy. V případě tunelu Kulch je vzhledem k jeho délce větší než 1 km navržena v souladu se směrnicí TSI SRT úniková štola délky 145 m, která navazuje na schodišťovou šachtu hloubky 14 m ústící na povrch území. Náhodně mají oba



Obr. 8 Portálový zářez tunelu Kulch a stabilizace svahů  
Fig. 8 The Kulch tunnel pre-portal open cut and slope stabilisation

tunely společnou i maximální výšku nadloží 27 m, což je hodnota typická i pro naše tunely. Ražba tunelů začíná při výšce nadloží 7 m, přičemž hloubené tunely se omezují pouze na portálový blok betonáže a trasa tunelu okamžitě přechází do zářezu.

Předportálové zářezy překvapily svou velikostí, a to nejen hloubkou, ale i délkou a způsobem ochrany proti erozi. Na svazích je v rostlé zemině provedeno zazubení, které je následně vyplněno vrstvou šterkopísku frakce 0/32. Na tuto vrstvu je pak provedena konečná úprava z vrstvy lomového kameniva frakce 0/100 tloušťky 1 m (obr. 8).

Relativně malá výška nadloží u obou tunelů avizuje složité geotechnické poměry. V případě tunelu Kulch prochází trasa jílovcí a slínovci spodní jury, do tunelu Lichtenholz zasahují kromě hornin spodní jury i horniny

svrchního a středního triasu. Zastižené prachovce a jílovce při styku s vodou bobtnají, což komplikuje jak vlastní ražbu, tak zejména dimenzování definitivního ostění. Při návštěvě tunelu Lichtenholz nás zhotovitel informoval, že ražba probíhá v horších než v soutěži avizovaných geotechnických podmínkách a pro zajištění stability výrubu byly při horizontálním členění výrubu použity mikropilotové deštníky délky 12 m prováděné s roztečí 35 cm a přesahem 4 m. Stabilitu čelby zajišťovaly 12 m dlouhé kotvy a prokotvený a stříkaným betonem zpevněný čelbový klín (obr. 9). Čelbové kotvy s únosností 200 kN jsou v počtu 12 ks instalovány v každém třetím záběru. V kalotě byla použita dočasná spodní klenba ze stříkaného betonu C25/30 tloušťky 200 mm se dvěma vrstvami sítě Q188. S její dostatečnou únosností souvisí i vzepětí 1,9 m



Obr. 9 Čelba tunelu Lichtenholz v složitých geotechnických podmínkách  
Fig. 9 The Lichtenholz tunnel excavation face in complicated geotechnical conditions



Obr. 10 Ukládání sv. Barbory na portál tunelu Kulch  
Fig. 10 Installation of Saint Barbara statuette in the Kulch tunnel portal



Obr. 11 Zahájení ražby tunelu Kulch patronkou tunelu  
Fig. 11 Commencement of the Kulch tunnel excavation by the tunnel patron



Obr. 12 Účastníci exkurze před portálem tunelu Lichtenholz  
Fig. 12 Excursion participants in front of the Lichtenholz tunnel

a zejména propojení s primárním ostěním pomocí masivního styčnicku ze stříkaného betonu a výztužných sítí. Pro dodatečné napojení sítí kaloty a opěří tunelu byly nad styčnickem ponechány nezastříkané sítě, což je patrné z obr. 9. Ražbu tunelu Lichtenholz provázejí i přítoky vody, které zhoršují stabilitu čelby. První ze dvou skupin účastníků exkurze tak byla svědkem lokálního nadvýlomu ve vrcholu kaloty. Druhá skupina za cca 1,5 hodiny po vytvoření nadvýrubu již viděla jen sítě a stříkaným betonem zajištěnou čelbu.

V době návštěvy se na portále tunelu Kulch konalo osazení sošky svaté Barbory (obr. 10) a symbolické zahájení ražby patronkou tunelu paní Petrou Platzgummer-Martin, viceprezidentkou vlády spolkové země Horní Franky (obr. 11). Díky tomu se slavnosti účastnila řada významných hostů, ke kterým patřil i garant projekčního řešení – prof. Dr.-Ing. Walter Wittke z firmy WBI GmbH.

Organizátoři exkurze z firem Hochtief a Alpine pozvali pana profesora na debatu s jejími účastníky, čímž se dozvěděli nejen mnoho podrobností o geotechnických podmínkách a technickém řešení tunelů, ale především mohli na daná témata diskutovat. K ražbě tunelů v bobtnavých horninách lze přistupovat dvěma způsoby. V prvním případě se mezi horninou a definitivním ostěním ponechá kompenzační vrstva, která umožňuje deformaci a omezuje zvyšování tlaku na ostění. Ve druhém případě je bobtnání horniny kladen zvýšenou tuhostí ostění odpor, který omezuje deformační projevy bobtnání. U tunelů Kulch a Lichtenholz preferuje prof. Wittke druhý přístup, což vede k masivnímu a silně vyztuženému

definitivnímu ostění, kde tloušťka horní klenby dosahuje min. 60 cm a spodní klenby až 75 cm. Vzhledem k tomu, že bobtnací tlaky nejsou tak vysoké jako např. u sádrovce, je navržený systém efektivní a komplikace s projevy bobtnání při provozu se neočekávají.

Během výstavby probíhá kromě standardního geomonitoringu i laserové skenování povrchu výrubu, primárního i definitivního ostění.

Na obrázku č. 12 je zachycena jedna ze dvou skupin účastníků exkurze včetně našeho průvodce pana Dietera Schöpfa z firmy Alpine Untertagebau. Organizaci na stavbě zajistil a přednášku o tunelech přednesl pan Dipl.-Ing. Andreas Boettscher z firmy HOCHTIEF Construction AG, za což mu patří díky všech účastníků exkurze.

**ING. LIBOR MAŘÍK, [libor.marik@ikpce.com](mailto:libor.marik@ikpce.com),  
IKP Consulting Engineers, s. r. o.**

## TUNELÁŘSKÉ DOPOLEDNE 3/2010 TUNNELLERS' AFTERNOON 3/2010

The third and last half-day seminar that is usually organised by the ITA-AITES Czech Tunnelling Committee under the title of Tunnellers' Afternoon was this time held in Ostrava on 24<sup>th</sup> November 2010. The seminar was focused on collapses of underground structures, with a sub-topic of benefits of exploratory workings. The special topic attracted nearly 130 attendees, who heard 8 lectures with great interest.

Třetí a poslední půldenní seminář, který obvykle pořádá Česká tunelářská asociace ITA-AITES pod názvem Tunelářské odpoledne, se konal tentokrát v Ostravě dopoledne 24. listopadu 2010. Jeho tématem byly havárie podzemních staveb a podtématem přínos průzkumných děl.

Téma to bylo atraktivní, jak ukázal vysoký počet účastníků, kterých bylo ke 130. Tento počet vysoce překročil kapacitu sálu v Ústavu geoniky Akademie věd České republiky, takže někteří sledovali přednášky u televize umístěné v předsálí.

Účastníky nejprve přivítal ředitel hostitelské organizace prof. RNDr. Radim Blaheta, CSc. Vlastní jednání zahájil a moderoval prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., z Fakulty stavební ČVUT v Praze.

Předneseny byly následující příspěvky:

1. prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc., Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D., VŠB TU Ostrava  
**Havárie podzemních staveb – příčiny, ovlivňující faktory, stručný přehled**
2. prof. Ing. Josef Aldorf, VŠB TU Ostrava  
**Havárie na stavbě Jablunkovského tunelu**
3. Ing. Radko Bucek, Ph.D., Mott MacDonald, s. r. o.  
**Havárie stanice Pinheiros na stavbě metra v Sao Paulo**
4. Ing. Petr Koníček, Ph.D., Ústav geoniky AV ČR  
**Horské otřesy a jejich vliv na důlní chodby**
5. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., Satra, s. r. o.  
**Havárie při ražbě tunelu Královská obora na tunelovém komplexu Blanka v Praze**  
**Zhodnocení výsledků získaných z průzkumné štoly ve vztahu k ražbě vlastního tunelu**



Pohled na účastníky semináře při projevu prof. RNDr. Radima Blahety, CSc.

6. Ing. Martin Srb, D2 – Constult Prague, s. r. o.  
**Průzkumné štoly a havárie tunelů**
7. prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., FSv ČVUT  
**Mimořádná událost při ražbě kolektoru Vodičkova v Praze 1**
8. doc. Rozsypal, Ing. Veselý Ph.D., Ing. Jandejsek, Ing. Kostohryz, Arcadis Geotechnika, a. s.  
**Nedostatečnost geotechnických průzkumů pro tunely. Příčiny – řešení**

Úroveň všech přednášek byla vysoká a poutala pozornost všech účastníků až do ukončení tunelářského dopoledne, které se protáhlo o více než 1,5 hod.

Doufáme, že se podaří všechny prezentace umístit na webovou stránku asociace.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, sekretář CzTA ITA-AITES,  
ita-aites@metrostav.cz

## Pozvánka na odborný seminář Olšanka 2011

ARCADIS Geotechnika, a. s. pořádá společně s Českou silniční společností dne 23. 2. 2011 již 15. odborný geotechnický seminář, který se uskuteční v kongresovém centru hotelu Olšanka v Praze 3. Hlavním tématem semináře budou

### Druhotné a recyklované materiály v zemním tělese pozemních komunikací

Seminář je určen především projektantům inženýrských a dopravních staveb, pracovníkům investorských organizací a zhotovitelů stavebních firem, inženýrským geologům i geotechnickým specialistům. Seminář je zařazen do projektu celoživotního vzdělávání ČKAIT a je hodnocen jedním kreditním bodem. Součástí semináře bude doprovodná výstavka odborných firem.

Na semináři bude předneseno osm příspěvků včetně přednášky  
**Trvale udržitelný rozvoj při výstavbě a údržbě pozemních komunikací ve Spojeném království,**  
kterou přednese britský odborník Dr. J. Murray Reid z laboratoře TRL Limited.

Pozvánky včetně závazných přihlášek budou rozesílány během ledna 2011.

Více informací najdete na [www.arcadisgt.cz](http://www.arcadisgt.cz)

## Pozvánka na 16. mezinárodní seminář

### ZPEVNĚVÁNÍ, TĚSNĚNÍ A KOTVENÍ HORNINOVÉHO MASIVU A STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ 2011

Seminář se koná pod záštitou České tunelářské asociace ITA-AITES ve dnech 10. – 11. února 2011 v nové aule VŠB-TU Ostrava, Tř. 17. listopadu 15, Ostrava – Poruba. Pořadatelem semináře jsou VŠB-TU Ostrava, fakulta stavební, katedra geotechniky a podzemního stavitelství, a Minova Bohemia s. r. o.

Další informace lze získat na adrese: [hana.sedlarova@vsb.cz](mailto:hana.sedlarova@vsb.cz)

## NOVÉ WEBOVÉ STRÁNKY ITA-AITES

Čtenářům časopisu Tunel doporučujeme, aby si dobře prohlédli podstatně rozšířené webové stránky Mezinárodní tunelářské asociace ITA-AITES. Stránky jsou rozděleny na dvě části.

Corporate Website jsou zaměřeny na činnost asociace a obsahují informace zaměřené na členy asociace a technické informace pro tunelové odborníky. Naleznete zde odborné články, dokumenty, novinky o aktivitách asociace a jejích členů i přehled připravovaných odborných akcí, jako jsou semináře, konference apod., pořádané nebo sponzorované (podporované) ITA-AITES.

Information Website se snaží oslovit i širší veřejnost. V této části lze především najít odpovědi na otázky, jak a proč využívat podzemí (HOW to go underground, WHY going underground and the USE of underground space). Jsou zde ale také umístěny praktické a technické informace a především bohatá galerie či jakási databáze podzemních staveb (Case histories). Ta zahrnuje i části věnované historii podzemních staveb a budoucím významným projektům, jako je např. brennerský bážový tunel nebo Cross Rail v Londýně.

*ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, sekretáře CzTA ITA-AITES*

## SPRAVODAJ SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

[www.sta-ita-aites.sk](http://www.sta-ita-aites.sk)

### SEMINÁRE K AKTUÁLNÝM OTÁZKAM PRÍPRAVY A VÝSTAVBY TUNELOV

### SEMINARS ON TOPICAL ISSUES OF PLANNING AND IMPLEMENTATION OF TUNNELLING PROJECTS

A seminar on topical issues of planning and implementing tunnelling projects was held on 28<sup>th</sup> September 2010 on the premises of Doprastav a. s. Bratislava, within the framework of technical activities of the Slovak Tunnelling Association (STA). Seminar lectures were delivered by Prof. Dr. - Ing. Alfred Haack, STUVA, Koln, Germany, Dipl.-Ing. Martin Bosshard, Basler&Hofmann Ingenieure AG, Esslingen, Switzerland and Dr. - Ing. Karin Böppler, Herrenknecht AG, Schwanau, Germany.

The "Mining regulations and their application to practice" seminar was held in Jazero Hotel at Viniansky Lake on 30<sup>th</sup> September and 1<sup>st</sup> October 2010. The event was organised by the Slovak Mining Association – the basic unit working at the Regional Bureau of Mines in Košice, in collaboration with the BERG Faculty (Doc. Ing. Juraj Ďurove, CSc.) of the Technical University in Košice.

V rámci odbornej činnosti Slovenskej tunelárskej asociácie (STA) sa dňa 28. 9. 2010 na Doprastave, a. s., Bratislava uskutočnil **seminár k aktuálnym otázkam prípravy a výstavby tunelov**. Na seminári boli prednesené prednášky:

1. Výstavba severo-južnej trasy metra v Kolíne n. Rýnom a zával z 3. marca 2009 – prvé závery  
prof. Dr.-Ing. Alfred Haack, STUVA, Kolín, Nemecko
2. Prechod železnice pod Dunajom v Bratislave na európskom železničnom koridore Viedeň–Bratislava: Možnosti razenia tunelov metódou TBM  
Dr.-Ing. Karin Böppler, Herrenknecht AG., Schwanau, Nemecko
3. Manažment rizík a prekonávanie mimoriadnych situácií pri razení dlhého tunela metódou TBM na príklade železničného prepojenia v Zürichu  
Dipl.-Ing. Martin Bosshard, zástupca predsedu predstavenstva Basler&Hofmann Ingenieure, Planer und Berater AG, Esslingen, Švajčiarsko

Seminára sa zúčastnilo 40 zástupcov firiem združených v STA. Účastníci seminára si so záujmom vypočuli prednášky k aktuálnym témam prednesené na vysokej odbornej a profesionálnej úrovni. Seminár zorganizovala spoločnosť Basler&Hofmann Slovakia, s. r. o., za výdatnej pomoci pána doc. Ing. Kolomana V. Ratkovského, CSc.



*Obr. 1 Prednášajúci a účastníci semináru v Bratislave*

V dňoch 30. septembra a 1. októbra 2010 sa konal v Hoteli Jazero na Vinianskom Jazere **seminár Banské predpisy** a ich aplikácia v praxi, ktorý zorganizovala Slovenská banícka spoločnosť – základná organizácia pri Obvodnom banskom úrade v Košiciach v spolupráci s Fakultou BERG (doc. Ing. Juraj Ďurove, CSc.) Technickej univerzity v Košiciach. Na seminári bolo prítomných viac ako 70 účastníkov z rôznych bankských a tunelárskych firiem a inštitúcií prevažne z východného Slovenska. Do programu tohto seminára boli zaradené aj prednášky zahraničných hostí s prednáškami, ktoré boli prednesené 28. 9. 2010 v Bratislave. Účastníci seminára vysoko hodnotili vystúpenie zahraničných hostí a organizátori seminára vyslovili prosbu o ich účasť s aktuálnymi prednáškami na seminároch aj v budúcnosti.

Prof. Dr.-Ing. Alfred Haack, ktorý nielen na uvedených seminároch, ale často aj v minulosti prispel svojimi prednáškami k zvyšovaniu technickej úrovne slovenských tunelárov, sa v tomto období (15. 10. 2010) dožil významného životného jubilea 70 rokov. Pri tejto príležitosti mu aj slovenská tunelárska obec vinšuje pevné zdravie a mnoho ďalších tvorivých úspechov.

*ING. ŠTEFAN CHOMA,  
BASLER&HOFMANN SLOVAKIA, s. r. o.*