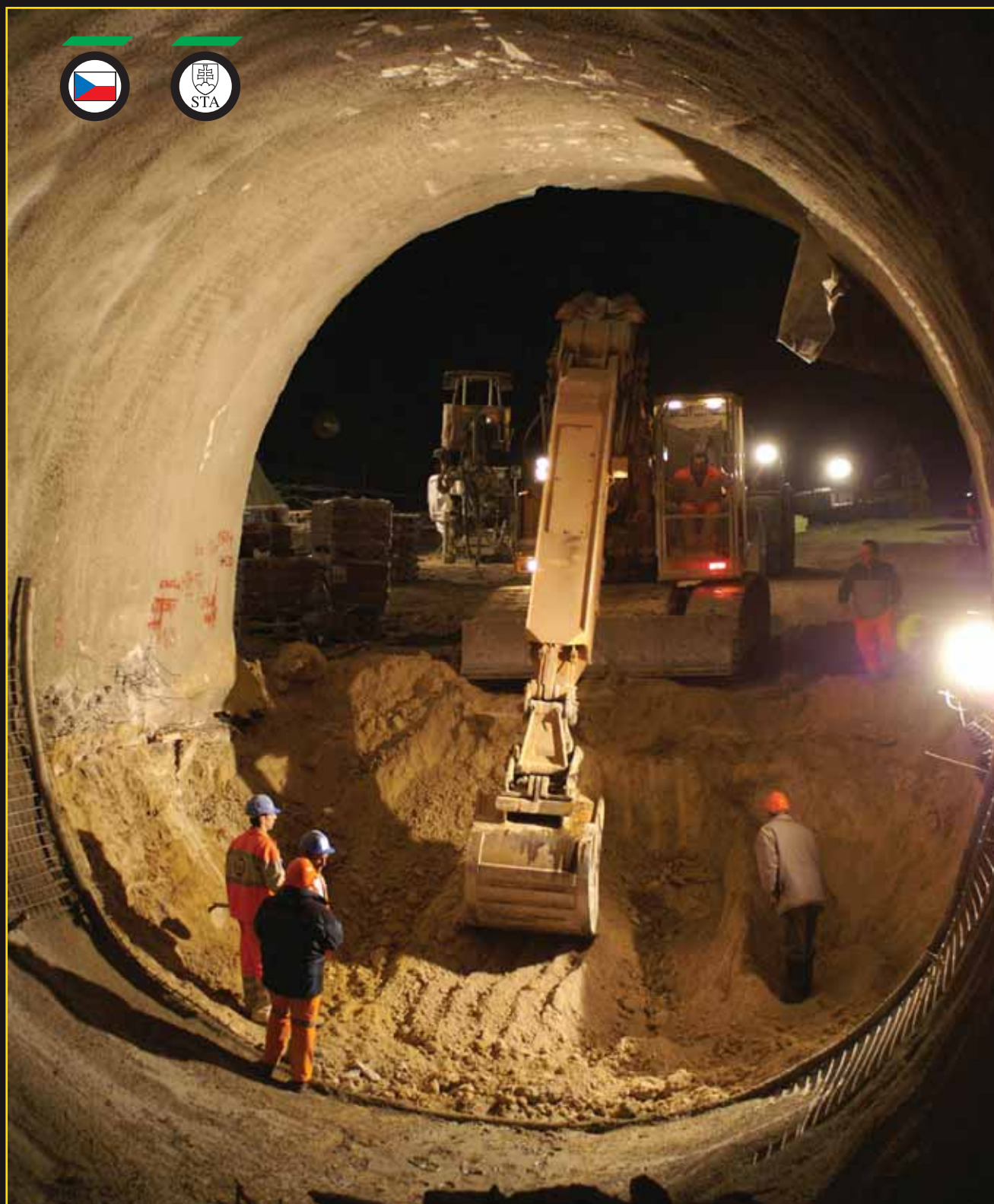


Tu nel

č. 1
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,

toto číslo Tunelu vás jistě překvapí širší témat zachycených v jednotlivých článcích.

V první řadě jsou zde články o technologickém vybavení silničních tunelů od autorů z firmy Eltodo EG, a. s., které určitě nepředstavují jednotvárný výčet a popis funkcí provozních souborů, ale představují tunely v novém světle – jako dopravně-telematický systém, plně integrovaný do dopravního systému v území. Tím se nejenom návrh, ale i provoz tunelů dostává do kategorie inteligentních dopravních systémů. V České republice je mnoho nebo dokonce většina silničních tunelů do délek 500 m. Předpisy se však podrobně těmito krátkými tunely nezabývají a při projednávání zaznívají často požadavky na zbytečně nákladné vybavení. Přijetí nových bezpečnostních kategorií krátkých tunelů prezentovaných prof. Příbylem jako výstup projektu vědy a výzkumu Ministerstva dopravy ČR SAFETUN je v Evropě jedinečné. Určitě bude znamenat větší jistotu a zaručený standard v bezpečnosti té které kategorie, při současné minimalizaci nákladů investičních a zejména provozních nutných pro údržbu zařízení.

Další tři články jsou ryze stavbařské a reflektují zejména skutečnost, že hlavním stavebním materiálem dnešních tunelů je beton. Do vlastního podzemí nás zavedou následující články. Přitom článek Ing. Igora Fryče nepostrádá napětí od začátku až do konce při líčení neočekávaných situací na stavbě.

Jaký dopad na prostředí a krajinu mohou mít tunelové stavby, se zamýšlí článek v závěru tohoto časopisu. Všimněte si, že při použití tlakové izolace tunelu proti vodě (typ ponorka) nedochází k trvalému odvodnění horninového masivu, navíc odpadají náklady na údržbu drenážního systému a výluky provozu. Hloubka a podmínky uložení tunelů v České republice někdy vyžadují uplatnění tlakových izolací.

O malém počínu s velkým významem si přečtete v rubrice Ze světa podzemních staveb. Do stavebního zákona se podařilo navrátit formulaci: „Stavebník podzemních staveb není povinen prokazovat vlastnické právo nebo právo odpovídající věcnému břemenu k pozemku nebo stavbě, jde-li o veřejně prospěšné stavby...“ Všichni, kdo připravovali nějakou stavbu tunelu, vědí dobře, že neprosazení úpravy zákona by znamenalo nemožné, tj. nutnost dohodnout se o povolení stavby s majiteli všech pozemků nad tunelem, dokonce i s vlastníky bytů v domech nad tunelem. Doufáme, že je tak znovu otevřen prostor pro přípravu dalších potřebných tunelů v České republice.

*Ing. Otakar Hasík
člen redakční rady*

Dear readers,

This issue of TUNEL journal will certainly take you by surprise as far as the breadth of the topics covered by individual papers is concerned.

First of all, there are papers there dealing with equipment of road tunnels by authors from Eltodo EG a.s., which certainly do not present a humdrum survey and description of functions of equipment systems; just opposite, they introduce tunnels in a new light – as a traffic-telematics system which is fully integrated into the traffic system in an area. In this system, it is not only the design but also the operation of tunnels gets to the category of intelligent traffic systems. The length of many or even the majority of road tunnels in the Czech Republic is less than 500m. But regulations do not deal in detail with these short tunnels and, when the designs are being discussed, the requirements for the equipment are often unnecessarily costly. The adoption of new safety categories of short tunnels, which is presented by Professor Příbyl as an output of the Ministry of Transport-funded scientific and research project SAFETUN, is unique in Europe. It will certainly mean higher certainty and a guarantee of safety in the above-mentioned category, with the capital costs and, first of all, operating costs required for maintenance of tunnel equipment, minimised.

Other three papers are purely from the field of civil engineering. They reflect above all the fact that the main building material used in tunnel construction is concrete. Papers which follow will take you underground. The paper by Igor Fryč does not lack thrill from the beginning to the end while describing unexpected situations during construction.

The potential impact of tunnel constructions on the environment and landscape is discussed in a paper at the end of this journal issue. Take notice of the fact that permanent draining of ground mass does not take place when a pressure resistant waterproofing (the submarine type) is used and, in addition, there is no cost of maintaining the drainage system and closures of traffic required. Sometime, the depth and conditions of the environment tunnels in the Czech Republic are placed in require pressure resisting waterproofing to be applied.

A small but very important deed is described in the column The World of Underground Constructions – the following formulation was returned to the Building Law: Owners of underground construction projects do not have to prove the right to own the property or the right corresponding to the real burden on the land or structure in the case of publicly beneficial projects ...”. Anybody who has prepared a tunnel construction knows very well that a failure to push the change in the law through would have meant an impossible task, i.e. the necessity to obtain approvals of all land owners having their properties above the tunnel, even of owners of flats in buildings existing above the tunnel. We believe that, owing to this deed, the space for the preparation of other tunnels which are necessary in the Czech Republic will be reopened.

*Ing. Otakar Hasík
Member of Editorial Board*





TUNEL MŮŽE BÝT PŘÍNOSEM I PASTÍ – PRO LIDI I NA PENÍZE

Výstavba tunelů na pozemních komunikacích je a ještě nějaký čas bude na vzestupu. S tím spojené bezpečnostní a technologické vybavení bude sofistikovanější a pravděpodobně i dražší. Nárůst požadavků na výstavbu tunelů, a především i počet jejich realizací, souvisí s fenoménem naší doby – s neustálým růstem dopravy. Především v nových státech Evropské unie nelze řešit potíže související s rychlým nárůstem dopravy jinak, než budováním nových dálnic a obchvatů. Česká a Slovenská republika jsou toho dobrým příkladem. Rozvoj slovenských dálnic je bez výstavby dalších tunelů nemyslitelný, pražský vnitřní a vnější okruh jsou tunely prošípovány. Dokonce se jako velmi pravděpodobné jeví, že magistrála protínající střed Prahy, v horní části Václavského náměstí, bude umístěna pod zem – do tunelu.

Růst intenzity dopravy vede také k většímu počtu havárií a smrtelných nehod. A především tunely představují úseky komunikací, kde se havárie může i pro nezúčastněné změnit v tragédii. Tunely jsou sice ekologickými stavbami, ale mohou se stát i smrtelnou pastí. Pro zajištění bezpečnosti v tunelech mají vyspělé technologie zásadní význam. Velké havárie v alpských tunelech přepsaly bezpečnostní normy v Evropské unii.

Úkolem firem, které se tunelovými technologiemi zabývají, je vyvíjet a aplikovat tyto technologie tak, aby držely krok s nároky na bezpečnost a plynulost dopravy a zároveň dbát na to, aby přijaté normy a technická řešení stále nezvyšovaly investiční a provozní náklady. Do tohoto procesu se společnost Eltodo zapojila již v roce 2001 projektem vědy a výzkumu Ministerstva dopravy ČR Analýza a řízení rizik a tento proces pokračoval projektem OPTUN, až po současný projekt SAFETUN. Jedním z cílů bylo, aby se v návaznosti na velké havárie v alpských tunelech nevynakládaly finanční prostředky na zvyšování bezpečnosti dopravy v přehnané míře a neúčelně. Evropsky unikátní přístup zavedla společnost Eltodo pro návrh tunelového vybavení využitím postupů známých z oblasti dopravní telematiky. Praktickým výstupem je integrovaný řídicí systém KERBERUS®, evokující vazby z řecké mytologie na psa hlídajícího vstup do podsvětí.

Náklady na tunelové technologie se nesmějí stát překážkou budování tunelů, na druhou stranu je třeba říci, že právě tunelové technologie se často stávají obětí beránkem při hledání viníků, proč výstavba tunelů stojí často více, než kolik bylo na začátku plánováno. Chyba je zabudována již v samém zadávání zakázek na výstavbu tunelů. Jejich výstavba se soutěží společně s dodáním technologií, ale stavební firmy často rozpočet na technologie podhodnotí a následné zrealizování nákladů se již prezentuje jako neočekávané zdražení výstavby. To pak v očích médií a veřejnosti poškozuje jak tunelové technologie, tak stavební a technologické firmy.

A TUNNEL MAY BECOME BOTH AN ASSET AND A TRAP, BOTH FOR PEOPLE AND FOR MONEY

The development of tunnels on roads has been and for some time will be on rise. Safety and technological equipment which is associated with the development will be more sophisticated and, probably, even more expensive. The increase in requirements for construction of new tunnels and, above all, the number of completed tunnels, is connected with a phenomenon of our time – continuously growing traffic volumes. It is above all in new states of the European Union that difficulties associated with the rapid increase in traffic volumes cannot be solved in other way than by developing new motorways and bypass roads. The Czech Republic and the Slovak Republic are good examples confirming that this statement is correct. The development of Slovak motorways is unthinkable without constructing new tunnels; the City Circle Road (the inner circuit) and the Prague City Ring Road (the outer circuit) abound with tunnels. It even appears to be very probable that the Backbone Road section running across the centre of Prague in the upper part of Wenceslas Square will be shifted underground, to a tunnel.

The growth in traffic volumes even leads to higher numbers of accidents and fatalities. Tunnels, above all, are road sections where an accident can evolve into a tragedy even for third parties. On the one hand, tunnels are environmentally friendly structures; on the other hand, they even may become deadly traps. Advanced technologies are extremely important as far as safety in tunnels is concerned. Tragic accidents in Alpine tunnels have rewritten safety standards in the European Union.

The task for companies dealing with tunnel equipment systems is to develop and apply these systems so that they keep up with requirements for safety and uninterrupted flow of traffic and, at the same time, to keep in mind that the adopted standards and technical solutions should not continue to increase capital or operating costs. Eltodo a.s. engaged itself in this process as long ago as 2001, through the Ministry of Transport-funded scientific and research project "Risk Analysis and Management". This process continued through the OPTUN project, up to the current SAFETUN project. One of the objectives was to prevent expending exaggerated and unnecessary costs intended to improve safety of traffic, referring to catastrophic fires in Alpine tunnels. Eltodo a.s. has introduced an approach which is unique in Europe in the field of tunnel equipment design, using procedures well known from the field of traffic telematics. A practical output of this approach is the integrated management system KERBERUS®, evoking relationships from Greek mythology, where the dog watched the entrance to the underworld.

The cost of tunnel equipment systems must not become an obstacle to construction of tunnels. On the other hand, it is necessary to say that it is tunnel equipment what often becomes a scapegoat when a culprit responsible for exceeding the originally planned construction cost is being searched for. The mistake is made as early as the period of tendering for tunnelling projects. Tenders cover both the construction and installation of tunnel equipment, where civil engineering companies often underestimate the equipment cost. The subsequent determination of a realistic cost is presented as unpredicted increase in the works cost. This attitude then harms tunnel equipment systems and construction, as well as equipment supplying companies, in the eyes of media and the public.

ING. LIBOR HÁJEK
prezident skupiny Eltodo
President of Eltodo Group

NOVÉ BEZPEČNOSTNÍ KATEGORIE KRÁTKÝCH TUNELŮ

NEW SAFETY CATEGORIES OF SHORT TUNNELS

PAVEL PŘIBYL

Třídění tunelů na pozemních komunikacích do bezpečnostních kategorií a s tím související vybavení se v České republice provádí podle normy ČSN 73 7507, lit. [1], resp. podle podrobnějšího výkladu v TP98, lit [2]. Oba tyto předpisy se nezabývají tunely kratšími než 100 m a tunely mezi 100 a 500 m řadí do stejné bezpečnostní kategorie TC. Evropská direktiva, lit. [3], se dokonce zabývá a definuje bezpečnostní požadavky pouze na tunely delší než 500 metrů.

Vzhledem k tomu, že neexistují předpisy či doporučení pro krátké a střední silniční tunely délek do 500 m, vyskytují se extrémy, kdy jsou krátké tunely vybavovány zbytečně nákladným zařízením či jsou vzdálenosti únikových východů navrženy mnohem hustěji, než jsou doporučení a běžné zvyklosti. Přitom se zdaleka nejedná jen o neúčelné vynaložení investic, ale kvůli drahým zařízením je nákladný i následný provoz.

Ještě daleko před vypuknutím současné ekonomické krize byla otázka optimalizace vybavení tunelů předmětem diskusí v odborných kruzích. Výsledkem diskusí bylo vypsání výběrového řízení a iniciace projektu SAFETUN. Jedním z dílčích cílů tohoto výzkumného projektu je hledání optimálního vybavení krátkých tunelů, tedy tunelů kratších než 500 m, a to pro různé kategorie dopravní zátěže. Tedy jak například optimálně vybavovat tunely dlouhé třeba jen 200 m, které mají ale extrémní dopravní zatížení, anebo opačný případ, zda musí být technologií vybavovány ekodukty, které mají délku okolo 100 m a nízkou intenzitu dopravy.

MORÁLNÍ DILEMA STAVITELŮ TUNELŮ

Tunel, na rozdíl od komunikací na povrchu, zavádí řidiče pod zem, což s sebou nese zvýšené riziko při nehodách a zvláště pak při požárech. Proto musí zhotovitel stavby, respektive její projektant navrhnout celou stavbu a zvláště pak i její dopravní, bezpečnostní a technologické vybavení (dále vybavení) tak, aby uživateli poskytl přiměřenou možnost záchrany.

Právě slovo „přiměřený“ je kamenem úrazu, kdy v jednom extrémním případě může znamenat, že je tunel málo bezpečný a mimořádná událost může mít fatální následky ve formě ztrát na životech, zatímco ve druhém případě je tunel vybaven nákladným zařízením, které z hlediska vyšší bezpečnosti nepřináší prakticky nic, pouze znamená vysoké investiční a provozní náklady.

Zatímco z hlediska stavební části je poměrně jasno – podélné i příčné profily jsou standardizovány, je zde relativně málo stupňů volnosti v návrhu a navíc existuje řada dobrých příkladů domácích i zahraničních tunelů, je z hlediska vybavení tunelu situace komplikovanější. Při návrhu lze volit z velkého spektra zařízení, která se liší nejenom svými parametry, ale i schopností integrace do tunelového systému a tím i mírou synergie, kterou poskytují.

Význam slovíčka „přiměřený“ je i v tom, že nikdy a žádnými prostředky nelze docílit stoprocentní bezpečnosti, a je proto na navrhovateli systému, jaká zvolí zařízení či systémy, aby zajistil „bezpečný“ provoz. Při hodnocení bezpečnosti provozování tunelového systému mluvíme o riziku R . Riziko je dáno součinem následků nepříznivé události S_v a pravděpodobnosti jejího vzniku L_k

$$R = S_v \times L_k$$

Při návrhu jakéhokoli technického systému je nutné nepřesáhnout tzv. přijatelné riziko (Acceptable Risk), což je takový stupeň rizika, který ještě není jednotlivcem nebo společností vnímán jako nepřijatelný. Zjednodušeně řečeno to může znamenat, že společnost akceptuje, pokud zahyne při požáru v tunelu jeden člověk za pět let, ale nebude již tolerovat, pokud by měl zahynout člověk každý rok.

KATEGORIZACE TUNELŮ Z HLEDISKA BEZPEČNOSTI

Česká norma pro projektování tunelů na pozemních komunikacích rozlišuje tunely krátké (≤ 300 m) střední ($>300; \leq 1000$ m) a dlouhé (> 1000 m).

Road tunnels in the Czech Republic, inclusive of relating equipment, are divided into safety categories in compliance with ČSN 73 7507 standard, Ref. [1] or a more detailed interpretation in the TP98 technical specification, Ref. [2]. Neither of the two regulations deals with tunnels longer than 100m and both of them categorise 100m through 500m long tunnels as one safety category, TC. The European Directive, Ref. [3], even deals with and defines safety requirements only for tunnels longer than 500m.

Because of the fact that no regulations or recommendations exist for short and medium length road tunnels up to 500m, extremes occur where short tunnels are equipped with unnecessarily expensive facilities or intervals between cross passages are designed much shorter than recommended or usual. It is not only a case of ineffective spending of capital; the subsequent operation is also expensive owing to the expensive equipment.

The issue of optimising tunnel equipment was discussed in professional circuits a long time before the outbreak of the current economic crisis. The discussions resulted in calling tenders for the SAFETUN project and initiating it. One of partial objectives of this research project is searching for optimum equipment of short tunnels, i.e. tunnels shorter than 500m, for various traffic volume categories. This means, for example, which optimum equipment is to be designed for tunnels a mere 200m long, which, on the other hand, carry an extreme traffic volume or, on the contrary, for tunnels about 100m long with low traffic flow density.

TUNNEL BUILDERS' MORAL DILEMMA

A tunnel, in contrast with roads on the surface, carries drivers under the ground, which means that the risk during accidents, first of all fires, is increased. For that reason, the contractor or, as the case may be, the consultant engineer must design the entire construction, above all the traffic, safety and technological equipment (hereinafter referred to as the equipment) in a manner giving a user adequate chance of rescue.

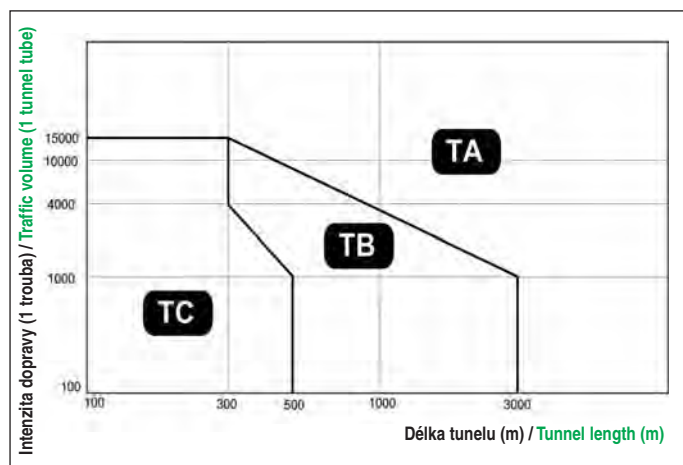
The stumbling block of this problem is the 'adequate'. In one extreme case it may mean that the tunnel safety is insufficient and an incident may have fatal consequences in the form of lost lives, while in the other case, the tunnel is equipped with extremely expensive facilities, which yield practically nothing in terms of increased safety and mean only high investment and operational costs.

While the situation is relatively clear in terms of the tunnel structures (longitudinal and cross sections are standardised, there are relatively few degrees of freedom in the design and, in addition, there are many positive examples of domestic and foreign tunnels available, the situation is more complicated when tunnel equipment is concerned. A wide scope of facilities can be used when the design is being carried out, differing not only in their parameters but also in their capability of being integrated into the tunnel system, thus also in the degree of synergy they provide.

The meaning of the word 'adequate' is also that hundred per cent safety can never ever be achieved no matter which means are used; therefore, it depends on the system designers which equipment or system they choose to secure 'safe' operation. When we assess a tunnel operation system safety, we refer to risk R . The risk is given by the product of multiplying consequences of an adverse event S_v by the probability of its origination L_k

$$R = S_v \times L_k$$

When any technical system is being designed, it is necessary to ensure that the so-called Acceptable Risk, i.e. a degree of risk which is not sensed by an individual or the society as unacceptable yet, is not exceeded. Put it in a simpler way, this may mean that the society accepts the fact that one person dies during a tunnel fire per five years, but it will no more tolerate one person would die during a tunnel fire every year.



Obr. 1 Bezpečnostní kategorie tunelů, podle stávajícího rozdělení v TP98

Fig. 1 Safety categories of tunnels according to the current division in TP98

Toto dělení však nemá žádný vztah k bezpečnostním kategoriím tunelu tak, jak jsou definovány v TP98, kde jsou rozlišeny tři kategorie TA, TB a TC. Pro každou kategorii by mělo být přibližně stejné riziko. Hodnota rizika R se normuje k délce a počtu vozidel. Z obr. 1 vyplývá, že míra rizika R bude podobná pro tunel dlouhý 100 m s denní intenzitou 20 000 vozidel, jako pro tunel dlouhý 3 km se 4000 vozidel, neboť oba tunely přísluší ke kategorii TA. Pokud tunel patří do kategorie TA, je vybaven nejvíce, naopak kategorie TC odpovídá nejnižšímu riziku, a tím nemusí být tunel tolik vybaven. Konkrétní požadavky na vybavení jsou pak dány tabulkou 6-1 *Rozdělení technických prostředků podle kategorie tunelu v TP98*.

ANALÝZA MEZINÁRODNÍCH DOPORUČENÍ

Prvním krokem vedoucím k návrhu nových kategorií krátkých tunelů byla zevrubná analýza národních i mezinárodních norem, lit. [1] až [10], uveřejněná v oponované výzkumné zprávě VZ 247/07-EEG, lit. [11]. Ze zajímavějších výsledků lze poznamenat, že se délka tunelu 300 m vyskytuje jako nejmarkantnější hranice z hlediska požadavků na bezpečnostní vybavení téměř ve všech analyzovaných dokumentech. Důvodem pro nevybavování takto krátkých tunelů je to, že je zdůrazňován princip „self rescue“, který říká, že v prvních, zhruba šesti minutách se účastník nehody zachraňuje sám. V té době je i kouř za normálních okolností separovaný pod stropem tunelu. I v nejnepríznivějším případě, kdyby bylo nutné od požáru k portálu urazit 300 m, to trvá pro nezraněného účastníka necelé 4 minuty (rychlost chůze 1,4 m/s).

Analýza ukázala, že u americké normy NFPA 502 nemusí být tunely do této délky vybaveny únikovými cestami, hlásiči požáru a hasicími přístroji. Ve slovenské směrnici je také tato délka určující pro vzdálenost únikových východů, od této délky výše doporučuje vybavení požárními hlásiči a nucenou ventilaci předepisuje až od 600 m. Velmi důležitou je otázka ventilace, protože její instalace vyvolá následně požadavek na realizaci řídicího systému a zálohovaného způsobu napájení. Za zásadní vodítko z hlediska instalace vzduchotechniky lze považovat švýcarskou a německou směrnici, lit. [12] a [13], které i v nejnepríznivějším případě (vysoký podíl nákladních vozidel a vyšší gradient tunelu) uvažují s instalací ventilace až od 500, resp. 600 metrů. Lze reálně předpokládat, že obě tyto země mají dostatek praktických zkušeností i teoretických znalostí, aby mohla být tato doporučení respektována.

Stejně tak se objevily nové poznatky pro osvětlování krátkých tunelů zpracované v rámci komise CIE 88 do směrnice CR 14380, lit. [14], která také mírně zmírňuje dosavadní požadavky. Tyto novinky jsou také zapracovány do návrhu vybavení krátkých tunelů.

NÁVRH NOVÉ KATEGORIZACE TUNELŮ

Na základě předchozích analýz a diskusí v odborné veřejnosti byly zavedeny následující kategorie: tunely mezi 100 a 300 m se dělí na dvě kategorie. Nově zavedenou kategorii TD, kterou charakterizuje intenzita do 15 000 ekvivalentních vozidel za den a jízdní pruh a kategorií TD-H. Ta odpovídá tunelům s vysokým dopravním zatížením a platí pro ni speciální předpisy. Tato kategorie je zavedena ve shodě s dokumentem PIARC (Recommendations to owners and operators of highly-trafficked urban tunnels) zpracovaném v pracovní skupině WG1 výboru C3.3 Road Tunnel Operation.

CATEGORISATION OF TUNNELS FROM THE ASPECT OF SAFETY

The Czech standard on designing road tunnels distinguishes short tunnels (≤ 300 m), medium long ($>300; \leq 1000$ m) and long tunnels (> 1000 m). However, this division bears no relationship to the safety categories as they are defined in the TP98, where there are three categories distinguished: TA, TB and TC. The risk should be approximately identical for each of the categories. The risk value R is determined according to the tunnel length and the number of vehicles. It follows from Fig. 1 that the risk level R for a 100m long tunnel with the daily traffic volume of 20 000 vehicles will be similar to the level for a 3km long tunnel with 4 000 vehicles because both tunnels are categorised as TA. If a tunnel is categorised as TA, it is equipped most of all, while TC category corresponds to the lowest risk, thus it does not have to be equipped so much. Particular requirements for tunnel equipment are given by Table 6-1 'Division of technical means according to tunnel categories' in the TP98 specifications.

ANALYSIS OF INTERNATIONAL RECOMMENDATIONS

The first step leading to the proposal for new categories of short tunnels consisted of a comprehensive analysis of national and international standards, References [1] through [10], which was published in the Research Report VZ 247/07-EEG, Ref. [11]. Of the interesting results, it is possible to note that the tunnel length of 300m occurs as the most marked boundary in terms of requirements for safety equipment in nearly all of the analysed documents. The reason why such the short tunnels are not to be equipped is the fact that the self-rescue principle is emphasised stating that each person involved in an accident rescues himself or herself. At that time, under normal conditions, even the smoke is separated under the tunnel crown. Even in the most unfavourable case where it is necessary to walk 300m from the fire to a portal, it takes less than 4 minutes for an uninjured person (the walking speed of 1.4 m/sec).

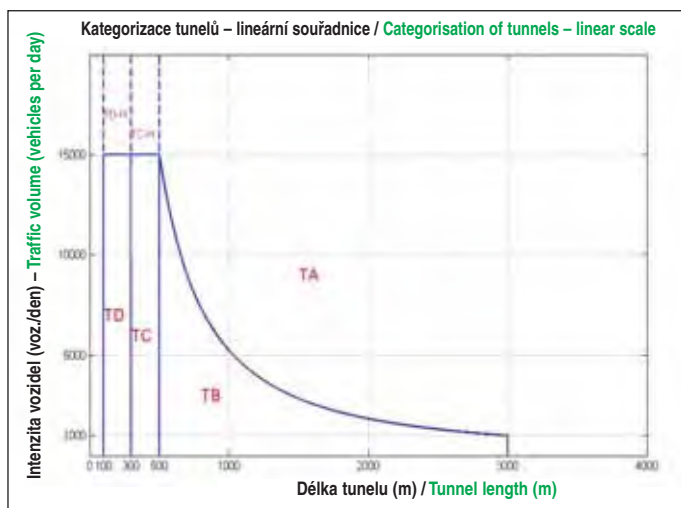
The analysis showed that the NFPA 502 American standard does not require tunnels of this and shorter length to be equipped with escape routes, call points or extinguishers. In the Slovak directive, this length is also the determining factor for the spacing of escape exits; from this length up, the directive recommends the installation of call points; a forced ventilation system is prescribed for tunnels longer than 600m. The issue of ventilation is very important because the installation of ventilation subsequently induces need for the installation of a control system and backup power supply. As the basic guideline, as far as the installation of a ventilation system is concerned, we can accept the Swiss and German directives, Ref. [12] and [13], which require the installation of ventilation, even in the most unfavourable case (a high proportion of heavy goods vehicles and a higher tunnel gradient) only for tunnels 500m and 600m long, respectively, and longer. It can be realistically assumed that these two countries have gained sufficient practical experience and theoretical knowledge, allowing us to accept their recommendations.

In addition, new findings appeared regarding the illumination of short tunnels. They were incorporated into the Directive CR 14380, Ref. [14] by the CIE 88 committee. The Directive loosens the current requirements. These innovations have been incorporated into the proposal for equipment of short tunnels.

PROPOSAL FOR NEW CATEGORISATION OF TUNNELS

The following categories have been introduced on the basis of preceding analyses and discussions among the professional public: tunnels between 100 and 300m are divided into two categories. The newly introduced the TD category, which is characterised by traffic volume up to 15 000 equivalent vehicles per day per lane, and the TD-H category, which corresponds to tunnels carrying high traffic volume. Special regulations apply to this category. It has been introduced in compliance with the PIARC document 'Recommendations to owners and operators of highly-trafficked urban tunnels', which had been prepared in the working group WG1 of the C3.3 committee 'Road tunnel operation'.

TC category covers tunnels with the lengths ranging from 300 to 500m and the traffic volume up to 15 000 equivalent vehicles per day per lane. The peak hour traffic volume can be estimated between 1000 and 2000 vehicles on the basis of the traffic volume of 15 000 vehicles per day and average variations of traffic published for the Czech Republic. This peak hour volume corresponds to traffic reaching the stability limit (approximately degree 3). Traffic at the limit of stability,



Obr. 2 Návrh nových bezpečnostních kategorií v lineárním měřítku
Fig. 2 Proposal for new safety categories in a linear scale

Kategorii tunelů TC odpovídají délky mezi 300 a 500 m a dopravní zatížení do 15 000 ekvivalentních vozidel za den a jízdní pruh. Z hodnoty denní intenzity 15 000 vozidel lze z průměrných variací dopravy publikovaných pro Českou republiku odhadnout hodinovou intenzitu ve špičce mezi 1000 a 1200 vozidly, což odpovídá dopravě na mezi stability (cca stupni 3). Doprava na mezi stability, s náhodně vzájemně interagujícími vozidly v sobě nese prvek zvýšené možnosti nehod, a proto i bezpečnostní opatření musí být zvýšená.

Dále je navržena kategorie vysoce zatížených tunelů TC-H, kdy dopravní zatížení přesahuje 15 000 ekvivalentních vozidel za den a jízdní pruh (z hlediska intenzity dopravy zde platí úvaha z předchozího odstavce). Následující grafy (obr. 2 a 3) zobrazují nové dělení krátkých tunelů. Je nutné zdůraznit, že se jedná o grafy, které se týkají bezpečnostního vybavení tunelu ve smyslu TP 98 a takto definované kategorie nemají souvislost s ostatním technologickým vybavením, jako například s ventilací, osvětlením, či napájecí soustavou.

TOLERANČNÍ POLE

Zatímco délka tunelu je známa přesně, neurčitost a nepřesnost do rozhodování o zařazení do kategorií přináší prognózovaná roční intenzita ekvivalentních vozidel, kvůli:

- obtížným stanovením hodnoty intenzity v době otevření tunelu pro provoz;
- neurčitostí ve vývoji predikčních koeficientů dopravy na 15 let.

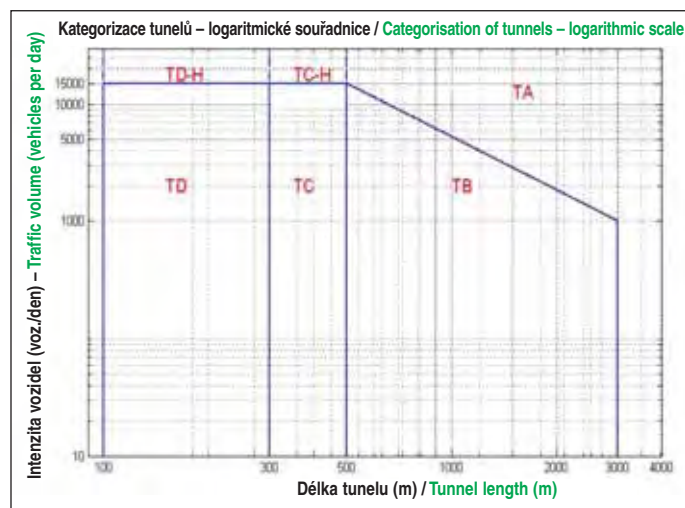
Tuto nepřesnost, resp. možnou manipulaci s predikcí dopravy je nutné omezit na nejvyšší míru v oblasti hraničních přímk mezi kategoriemi TD a TD-H; TC a TC-H a mezi TB a TA. Zde se doporučuje definovat hraniční oblast, která leží $\pm 15\%$ od hraniční přímky. Tato oblast vlastně „rozostřuje“ hranici mezi oblastmi. Hodnota 15% je zvolena s ohledem na možnou nepřesnost odhadovaného vývoje dopravy, neboť dopravní odborník by měl být schopen predikovat dopravu s menšími odchylkami, než odpovídá tomuto pásmu.

Pokud prognózovaný DTV spadá do tolerančního pásma $\pm 15\%$ okolo hraničních přímk, je nutné zvolit rozhodnutí o příslušnosti:

- na základě kvalitativní (expertní) analýzy s pomocným kritériem podle tab. 1,
- na základě kvantitativní analýzy rizik.

Tab. 1 Pomocné parametry pro zařazování tunelů do kategorií

Pomocný parametr	Hodnota	Příslušnost ke kategoriím vyšší nižší
Podélný gradient	$\geq 2,5\%$	+
Rádus oblouků	< 400 m	+
Počet jízdních pruhů	≥ 3	+
Šířka jízdních pruhů	$> 3,5$ m	+
Odbočení/připojení jízdních pruhů v tunelu		+
Připojení na 24h dispečink		+
Podíl nákladních vozidel	$< 15\%$	+
Nadmořská výška	< 400 m	+
Přítomnost křižovatky v blízkosti tunelu	< 300 m	+



Obr. 3 Návrh nových bezpečnostních kategorií tunelů v logaritmickém měřítku
Fig. 3 Proposal for new safety categories of tunnels in a logarithmic scale

with vehicles randomly interacting, carries an element of increased possibility of accidents in it, thus even the safety measures must be enhanced.

Further, the TC-H category tunnels carrying high traffic flows, where the traffic volume exceeds 15 000 equivalent vehicles per day per lane (from the perspective of the traffic volume, the consideration made in the previous paragraph is applicable to this case). The charts below (Fig. 2 and Fig. 3) depict the new division of short tunnels. It is necessary to emphasise that this chart applies to safety equipment of tunnels in the meaning of the TP 98; the categories defined in the chart bear no relation to the other equipment, e.g. ventilation, lighting or power supply systems.

TOLERANCE RANGE

While the tunnel length is exactly known, vagueness and imprecision is introduced into the categorisation process by the predicted equivalent vehicle annual daily traffic, owing to the fact that:

- it is difficult to determine the traffic volume values at the moment when the tunnel is being opened to traffic;
- there are uncertainties in the development of traffic prediction coefficients for 15 years.

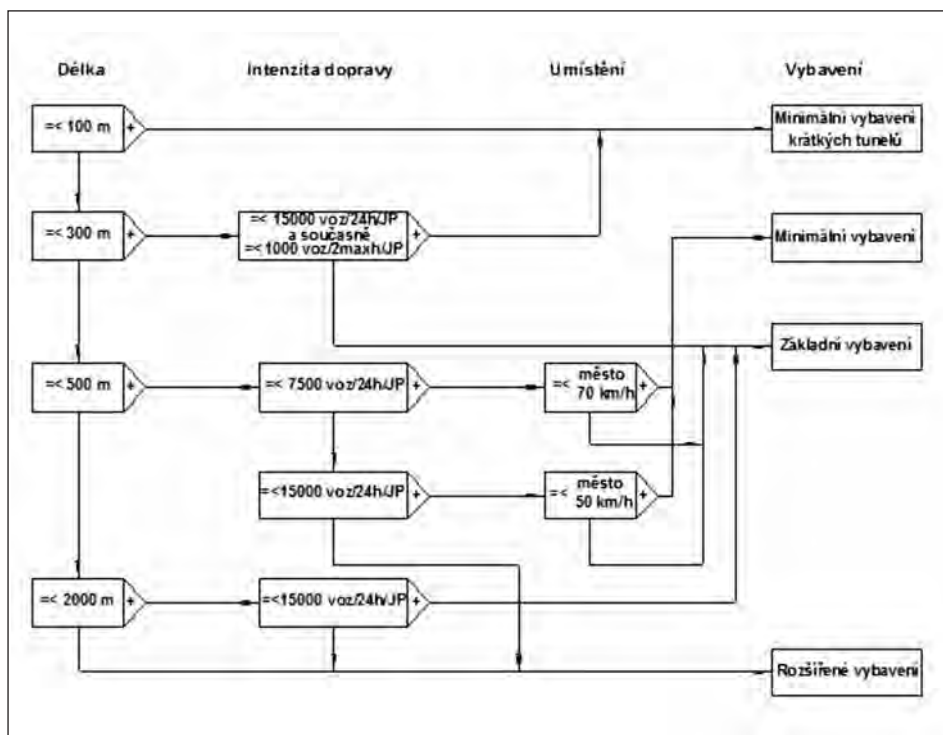
This imprecision or the possible manipulation with the traffic volume prediction must be reduced as much as possible in the area of boundary lines between categories TD and TD-H; TC and TC-H and between TB and TA. In this case it is recommended that a boundary area be defined lying $\pm 15\%$ from the boundary line. As a matter of fact, this area 'defocuses' the border between the areas. The value of 15% was chosen to allow for possible imperfection in the estimation on the development of the traffic volume because a transportation expert should be able to predict traffic volume with smaller errors than it corresponds to this zone.

If the predicted DTV falls into the $\pm 15\%$ tolerance zone in the vicinity of the boundary lines, it is necessary to decide where it pertains by one of the following methods:

- On the basis of a qualitative (expert) analysis, with an auxiliary criterion according to Table 1.
- On the basis of a quantitative risk analysis.

Table 1 Auxiliary parameters for tunnel categorisation

Auxiliary parameter	Value	Pertinence to category higher lower
Longitudinal gradient	$\geq 2,5\%$	+
Curve radius	< 400 m	+
Number of traffic lanes	≥ 3	+
Width of traffic lanes	$> 3,5$ m	+
Turning or slipping lanes in the tunnel		+
Connection to 24-hour control centre		+
Proportion of heavy goods vehicles	$< 15\%$	+
Altitude	< 400 m	+
Existence of an intersection near the tunnel	< 300 m	+



Obr. 4 Kritéria pro vybavení tunelu z hlediska dopravního značení a zařízení
Fig. 4 Criteria for tunnel equipment in terms of road signalling and traffic facilities

Z praktických důvodů je výhodnější volit expertní posuzování s přihlédnutím k uvedené tabulce, než poměrně složité výpočty rizikové analýzy, které jsou při nedostatku statistických údajů obvykle zatíženy značnou neurčitostí.

ZMĚNY VE VYBAVENÍ NOVÝCH KATEGORIÍ TUNELŮ

Kromě bezpečnostního vybavení jsou pro krátké tunely navrženy i dílčí změny v návrhu dopravního systému, osvětlení, napájení a ventilaci.

Dopravní značení a zařízení

Instalace dopravního značení vychází nejenom z délky tunelu, ale rozhoduje i intenzita a situování tunelu ve městě či extravilánu. Pomůckou pro návrh je graf na obr. 4, přičemž jednotlivé požadavky na „minimální vybavení“, „základní vybavení“ atd. odpovídají definici v TP98.

Osvětlení tunelu

Při revizi přístupu k návrhu osvětlení se vycházelo ze dvou koncepcí. První koncepce přistupuje k návrhu osvětlení stejně, jako je tomu pro dlouhý tunel, tzn. že je pomocí adaptačních pásem osvětlení na vstupu a výstupu tunelu zajištěna odpovídající adaptace zraku. Tento přístup se využívá v dokumentech:

- TP 98 Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací, kap. 4 a Příl. A,
- CIE 88:2004 Guide for the lighting of road tunnels and underpasses.

Druhou koncepcí, v protikladu k principu osvětlení dlouhých tunelů, kdy se nevyužívá adaptačních pásem v tunelu k úplné adaptaci zraku, ale pro volbu osvětlení rozhoduje kontrast u překážky v tunelu vůči jasů pozadí. Tím vznikne vjem překážky jako tmavého objektu na světlejším pozadí. Přístup zvýšených kontrastů je uveden v dokumentu:

- RVS 09.02.41 – Projektierungsrichtlinien Tunnelbeleuchtung (Version 20).

Zjednodušeně řečeno pro posouzení nutnosti vybavit tunel umělým denním osvětlením se vyhodnocuje graficky průhled skrze tunel pomocí metody procentuálního průhledu nebo poměrného výhledu, které jsou založeny na poměru viditelného výjezdu a viditelného vjezdu a závisí na geometrických parametrech tunelu, horizontálním a vertikálním zakřivení tunelu, brzdě dráze apod., lit. [15]. Důležité parametry pro rozhodování o osvětlení podle této metody jsou naznačeny v obr. 5.

Pro návrh osvětlení je ve změně TP98-Z1, lit. [16], představena hybridní metoda využívající dosud používaný přístup stromkového diagramu (příl. A, TP98) v kombinaci s metodou vyhodnocování průhledu. Důvodem je i to, že vícekritériální

It is more reasonable for practical reasons to choose the expert assessment, with respect to the above-mentioned table, rather than a relatively complicated calculations for the risk analysis, which is usually burdened with significant uncertainty.

CHANGES IN EQUIPMENT FOR NEW CATEGORY TUNNELS

Apart from safety equipment, even partial changes in the traffic system design, lighting, power supply and ventilation are proposed for short tunnels.

Road signalling and traffic facilities

The installation of road signalling system is not based only on the tunnel length. The traffic volume and tunnel location, whether it is in a city or in a rural area, are also deciding factors. A designing aid is provided by the chart in Fig. 5 (the individual requirements for the 'Minimum equipment', 'Maximum equipment' etc. correspond to the TP98 specifications).

Tunnel lighting

Two concepts were the basis for the work on the revision of the approach to the lighting design. The first concept approaches the tunnel lighting design in the same way as if a long tunnel is concerned, i.e. ensuring adequate adaptation of sight by means of adaptation illumination zones at the tunnel entrance and exit. This approach is used in the following documents:

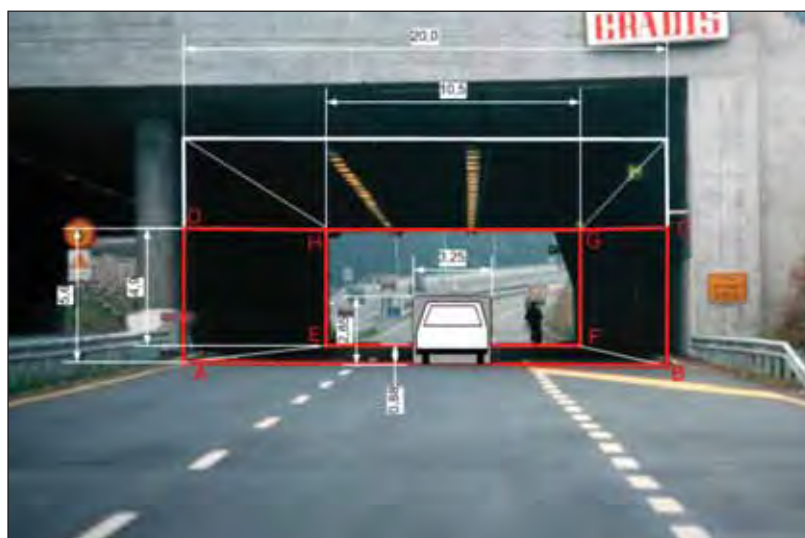
- TP 98 specifications 'Road tunnel equipment', Chapter 4 and Annex A

- CIE 88:2004 'Guide for the lighting of road tunnels and underpasses'

The deciding factor for the other concept of designing the lighting is the contrast of an obstacle inside the tunnel against the background, as opposed to the principle of adaptation tunnel zones used for full adaptation of the sight in the case of long tunnels. In this system, perception of the obstacle which originates has the form of a dark object on lighter background. The increased contrast approach is presented in the following document:

- RVS 09.02.41 – Projektierungsrichtlinien Tunnelbeleuchtung (Version 20)

Put in a simplified way, to assess the necessity for equipping a tunnel with artificial daylighting, the view through the tunnel is graphically assessed using the percentual throughview method or the proportionate throughview method, which are based on the proportion of a visible exit and visible entrance; they depend on geometrical parameters of the tunnel, horizontal and vertical curving of the tunnel, vehicle stopping distance etc., Ref. [15]. The parameters important in terms of making decisions on the lighting using this method are indicated in Fig. 5.



Obr. 5 Plocha vjezdového a výjezdového portálu, vč. situování vozidla, pozorovaná z referenčního bodu (délka tunelu 200 m)

Fig. 5 The area of the entrance and exit portals inclusive of the position of a vehicle as viewed from a reference point (a 200m long tunnel)

analýza může přinést úspory v provozních nákladech za osvětlení a navíc lze říci, že jednoznačný přístup k návrhu osvětlení neexistuje ani v celosvětovém měřítku.

Obecně lze stanovit, že tunely kratší než 25 m není třeba osvětlit speciálním umělým denním osvětlením. Posouzení nutnosti umělého denního osvětlení tunelu se provádí pro tunely v rozmezí délky 25 m až 200 m.

Pro informativní posouzení nutnosti vybavit tunel umělým denním osvětlením je vhodnější metoda stromkového diagramu, která hodnotí, zda je ze vzdálenosti rovné brzdné délce vidět celý výjezd, dále vnikání denního světla do tunelu, odraznost stěn a hustotu dopravy. Při splnění vhodných podmínek nemusí být tunel osvětlen až do délky 75 m. Delší tunel je doporučeno osvětlit alespoň na 50 % úrovně osvětlení prahového pásma pro dlouhý tunel. Tunel delší než 125 m se doporučuje osvětlit jmenovitou úrovní osvětlení pro prahové pásmo dlouhého tunelu.

Pro detailnější posouzení nutnosti vybavit tunel umělým denním osvětlením se vyhodnocuje graficky průhled skrze tunel pomocí výše popsané metody procentuálního či poměrného průhledu.

The first revision of the specifications TP98-Z1, Ref. [16], introduces a hybrid method using a tree diagram principle, which has been used till now (TP98, Annex A), in combination with the throughview assessment method. The reason is even the fact that a multi-criteria analysis may yield savings in operational costs of the illumination and, in addition, it is possible to say that no unambiguous approach to the lighting design exists even on the worldwide scale.

In general, it is possible to state that tunnels shorter than 25m do not have to be illuminated by special artificial daylighting. The assessment of the necessity for artificial daylighting in a tunnel is carried out for tunnels with the lengths ranging from 25m to 200m.

The tree diagram method is more suitable for informatively assessing the necessity for equipping a tunnel with artificial daylighting. This method assesses whether the entire exit is visible from the vehicle stopping distance, daylight penetration into the tunnel, wall reflectance and traffic flow rate. When right conditions are met, the tunnel up to 75m long does not have to be illuminated. It is recommended that a longer tunnel be illuminated at least at 50% of the level of the threshold zone illumination level required for a long tunnel. Regarding

Tab. 2 Upravená tab. 6–1 z TP98 Rozdělení technických prostředků podle kategorie tunelu

Table 2 Modified Table 6 of TP98 Distribution of technical facilities according to the tunnel category

Bezpečnostní vybavení / Safety equipment	100 m	TD	TD-H	TC	TC-H	TB	TA
Bezpečnostní systém / Safety system							
• Hlášky nouzového volání / Emergency call stations		•1	◇	◇	◇	◇	◇
• Poplachová tlačítka / Alarm push-buttons		•1	◇	◇	◇	◇	◇
Systém videodohledu / Television surveillance system							
• Měření úsekové rychlosti / Measurement of speed on tunnel sections		•2	◇	◇	•	•	•
• Televizní dohledový systém (viz kap. 9.1 TP98) Television surveillance system (see Chapter 9.1 [2])		•2	◇	◇	◇	◇	◇
Dopravní systém / Traffic system							
• Sběr dopravních dat (viz kap. 3.3 TP98 a TP154) Traffic data collection (see Chapter 3.3 [2] and TP154)		◇	•3	◇	◇	◇	
• Dopravní značení a dopravní zařízení / Road signalling and traffic facilities	◇4	◇4	◇5	◇5	◇5	◇5	◇5
• Zařízení pro provozní informace / Traffic information system					◇	◇	◇
• Světelné signály pro jízdu v pružích / Lane signals				•6	◇	◇	◇
• Světelné signály S1a, S1b (viz kap. 3.2.5 TP98) Light signals S1a, S1b (see Chapter 3.2.5 [2])			•6	◇	◇	◇	
• Měření výšky vozidel / Vehicle ride height measurement					◇6	◇6	◇6
• Zábrany / Barriers					◇	◇	◇
• Reflexní elementy (dle kap. 3.2.7.1 TP98) Retroreflective elements (see Chapter 3.2.7.1 [2])	◇	◇	◇	◇	◇	◇	
• Identifikace dopravního excessu v tunelu / Identification of traffic incident in the tunnel			◇	•6	◇	◇	◇
Spojovací a dorozumívací zařízení / Communication systems							
• Rádiové spojení / Wireless communication				•6	◇	◇	◇
• Mobilní telefonní síť / Mobile telephone network				•6	◇	◇	◇
• Ozvučovací zařízení / Public address system				•6	◇	◇	◇
Evakuační vybavení / Evacuation equipment							
• Nouzové únikové osvětlení / Emergency escape lighting				•6	◇	◇	◇
• Bezpečnostní značení / Safety signs		◇	◇	◇	◇	◇	◇
Požární zařízení / Fire equipment							
• Automatické hlásiče požáru / Automatic fire detectors				•7	◇	◇	◇
• Tlačítkové hlásiče požáru / Manual call points				•7	◇	◇	◇
• Přenosné hasicí přístroje / Portable extinguishers			◇	◇	◇	◇	◇
• Požární hydranty / Fire hydrants				•8	•8	◇	◇
Další vybavení / Other equipment							
• Normální osvětlení / Main lighting	•9	•9	•9	◇	◇	◇	◇

Legenda: 1 Doporučuje se instalovat mimo portály tunelu hlášky nouzového volání napojené na 24h dispečerskou službu

Legend: It is recommended that emergency call stations connected to 24-hour control centre be installed off tunnel portals

2 Doporučuje se instalovat TV kameru v oblasti portálu s jednoduchým sekvenčním přenosem přehledového obrazu na dispečink

It is recommended that a TV camera be installed in the portal area, providing simple sequential transmission of an overview image to the control centre

3 Pro intenzitu dopravy $\geq 10\,000$ ekvivalentních vozidel na den a jízdní pruh / For traffic volume $\geq 10\,000$ equivalent vehicles per day per lane

4 Dopravní značení tunelů do 100 m odpovídá Minimálnímu vybavení pro krátké tunely dle kap. 3.2.3 těchto TP98/Z1

Road signalling for tunnels shorter than 100m corresponds to the 'Minimum equipment for short tunnels' according to Chapter 3.2.3 of this TP98/Z1

5 Dopravní značení tunelů od 100 m se volí ve shodě s grafem na obr. 3–4 těchto TP98/Z1

Road signalling for 100m and longer tunnels is chosen in compliance with the chart in Figures 3–4 of this TP98/Z1

6 Pro intenzitu dopravy v tolerančním pásmu na základě dopravního řešení a bezpečnostní analýzy

For traffic volumes found within the tolerance zone on the basis of traffic management design and a safety analysis

7 Instalují se, pokud je v tunelu mechanická ventilace / They are installed when a mechanical ventilation system is installed in the tunnel

8 Požaduje se v tunelech delších než 400 m / It is required for tunnels longer than 400m

9 Osvětlení tunelu se navrhuje dle obr. 4–3 těchto TP98/Z1 / Tunnel lighting is designed according to Fig. 4–3 of this TP98/Z1

Náhradní osvětlení se nenavrhuje / No standby lighting is designed

• Značka pro doporučené vybavení / Recommended equipment mark

◇ Značka pro povinné vybavení / Compulsory equipment mark

Větrání tunelu

Krátké tunely se nevybavují provozní ani požární ventilací. Tunely se na základě kvantitativní analýzy rizik vybavují požární ventilací pro směřování kouře, pouze pokud jsou únikové východy ve větší vzdálenosti než 250 m nebo je jinak ztížen únik osob.

Pokud je intenzita dopravy vyšší než 7500 vozidel na jízdní pruh s předpokladem tvorby kongescí, je ventilace instalována v odůvodněných případech na základě analýzy rizik.

Zásobování elektrickou energií

Pro krátké tunely se připouští napájení elektrickou energií ve stupni 2, viz TP98, kap. 11.3.1. Nezávislý záložní zdroj napájení elektrickou energií ve smyslu kap. 11.4.2 se nepoužívá.

Zdroj nepřerušované dodávky elektrické energie se použije pouze v odůvodněných případech pro světelné signály a proměnné dopravní značky dopravního systému. Dobu napájení vybraných spotřebičů z vlastních zdrojů stanoví požárněbezpečnostní projekt.

Bezpečnostní vybavení a bezpečnostní stavební prvky

Bezpečnostní technické vybavení tunelu je dáno zařazením tunelu do kategorií TA, TB, TC, TC-H, TD a TD-H. Na základě zařazení tunelu do určité kategorie se tunel vybavuje povinně technickými prostředky nebo jsou tyto prostředky doporučeny. V případě doporučeného vybavení je konečné rozhodnutí dáno analýzou místních podmínek a je specifické pro každý tunel. Příslušné subsystémy či zařízení příslušející k bezpečnostnímu vybavení jsou uvedena v tab. 2, kde jsou doplněny požadavky na vybavení krátkých tunelů.

ZÁVĚR

Snaha o optimalizaci dopravního, bezpečnostního a technologického vybavení tunelů, jež byla předmětem projektu SAFETUN, vedla k zavedení kategorie krátkých tunelů, čímž jsou méně tunely kratší než 500 m. Projekt vycházel z detailní komparativní analýzy řešení používaných v zemích vyspělých v tunelovém stavitelství. Jeho přínos je zvláště důležitý v době ekonomické krize, neboť by měl sjednocovat pohled na krátké tunely a měl by hlavně zabránit tomu, aby tyto tunely byly vybavovány drahou a nepotřebnou technologií.

V článku se diskutuje i míra tzv. přijatelného rizika, což je pojem, se kterým musí pracovat každý zodpovědný zadavatel zakázky i projektant.

Základním dokumentem, podle kterého se tunely vybavují již od roku 1998, jsou technické podmínky TP98 Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací. Dokument byl přepracován a znovu vydán v roce 2004. Poslední úprava, a to ve formě změny (TP98-Z1) je nyní (listopad 2009) připravena pro schvalovací proces. Změna obsahuje i nové kapitoly o architektuře tunelů, měření úsekové rychlosti, barevném návrhu tunelu apod. Zpracování zcela nové verze TP98 je plánováno na roky 2010–2011 a již v současné době jsou shromažďovány náměty.

**PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribylp@eltodo.cz,
ELTODO EG, a. s., ČVUT Fakulta dopravní**

Recenzoval: doc. Ing. Juraj Spalek, Ph.D.

a tunnel longer than 125m, it is recommended that it be illuminated at the nominal level of lighting required for the threshold zone of a long tunnel.

More detailed assessing of the necessity for equipping a tunnel with artificial daylighting is carried out by graphically assessing the tunnel throughview using the above-mentioned percentual or proportionate throughview method.

Tunnel ventilation

Short tunnels are not equipped with operating ventilation or fire ventilation. The tunnels are equipped with smoke flow directing fire ventilation on the basis of a quantitative analysis, only if the distance of escape exits is greater than 250m or the escape of persons is rendered difficult in another way.

If the traffic volume is higher than 7500 vehicles per lane and congestions are anticipated, the ventilation is installed in well-founded cases, on the basis of an analysis.

Power supply system

As far as short tunnels are concerned, power supply Degree 2 is permitted, see TP98, Chapter 11.3.1. No uninterruptible power supply system, in the meaning of Chapter 11.4.2, is used.

An uninterruptible power supply system is used only in well-founded cases, for signal lights and variable traffic signs and traffic signal lights. The duration of supplying selected power consuming appliances from tunnel's own sources is specified in the fire design.

Safety equipment and structural safety elements

Tunnel safety equipment depends on the category assigned to the tunnel, i.e. TA, TB, TC, TC-H, TD or TD-H category. The tunnel is either compulsorily equipped with technical means or these means are recommended, depending on the tunnel categorisation. Regarding the recommended equipment, the final decision is given by an analysis of local conditions. It is specific for a particular tunnel. Respective sub-systems or facilities forming the package of safety equipment are presented in Table 2, containing requirements for short tunnel equipment added to it.

CONCLUSION

The effort to optimise traffic, safety and technological equipment of tunnels which was the subject of the SAFETUN project resulted in the introduction of the short tunnel category for tunnels shorter than 500m. The design started from a detailed comparative analysis of solutions used in countries boasting with advanced tunnelling industries. Its contribution is especially important today, in the period of economic crisis, because it is designed to unify the perspective on short tunnels and, first of all, prevent designers from designing expensive and unnecessary tunnel equipment.

The paper, in addition, discusses the degree of the so-called acceptable risk, which is a term each responsible client and designer is obliged to work with.

The TP98 specifications 'Road Tunnel Equipment' are the basic document according which tunnels have been equipped since 1998. This document was revised and republished in 2004. The last modification, in the form of a revision (TP98-Z1), is now (November 2009) prepared to enter the approval process. The revision even contains new chapters on tunnel architecture, section speed measurement, colour scheme etc. The preparation of a completely new version of the TP98 is planned for 2010-2011. The topics are already being collected.

**PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribylp@eltodo.cz,
ELTODO EG, a. s., ČVUT Fakulta dopravní**

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Česká technická norma ČSN 73 7507, Projektování tunelů pozemních komunikací, 2006, Praha
- [2] Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací – Technické podmínky 98, 2004, Praha
- [3] Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council, Brussels 2004
- [4] Česká technická norma ČSN 73 6201, Projektování mostních objektů, 1995, Praha
- [5] Projektovanie požiarnej bezpečnosti tunelov na cestných komunikáciách
- [6] NFPA 502 Standard for Road Tunnels, Bridges and other Limited Access Highways, 2001 Edition, USA
- [7] Inter-ministry circular No 2000 – 63 of 25 August 2000 concerning safety in the tunnels of the national highways network, Ministry of the Interior, Ministry of the Establishment, Transport and Housing, 2000, France
- [8] RVS 9.282 Projektierungsrichtlinien Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen, Tunnelausrüstung, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Österreichischen Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien 2002
- [9] RVS 9.261 Projektierungsrichtlinien Tunnel Lüftungsanlagen, Grundlagen, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Österreichischen Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien 2002
- [10] Fire and Smoke Control in Road Tunnels, PIARC Committee on Road Tunnels, 1998
- [11] Heissiger J.: Analýza bezpečnostních standardů tunelů kratších než 500 m, Výzkumná zpráva Eltodo EG 247/07 EEG, Praha, prosinec 2007
- [12] Richtlinie, Lüftung der Strassentunnel, Systemwahl, Dimensionierung und Betrieb, entwurf, 2001, Schweiz
- [13] Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Strassentunneln, RABT, Entwurf, 2002, Deutschland
- [14] CR 14380:2003, Light applications-Tunnel lighting, CIE 88
- [15] Přibyl P., Heissiger J., Hladký L.: Návrh nových kategorií silničních tunelů a modelování dopravy, VZ 249/07/EEG, Eltodo EG, 2007
- [16] TP98-Z1 Technické podmínky TP98 – změna 1, Eltodo EG, Praha, (v procesu schvalování), str. 40

HISTORIE VÝVOJE ŘÍDICÍCH SYSTÉMŮ SILNIČNÍCH TUNELŮ VE SKUPINĚ SPOLEČNOSTÍ ELTODO

HISTORY OF THE DEVELOPMENT OF TUNNEL CONTROL AND MANAGEMENT SYSTEMS IN ELTODO GROUP OF COMPANIES

JIŘÍ ŘEHÁK, JIŘÍ ŠTEFAN

ÚVOD

Historie vývoje technologií silničních tunelů ve společnosti ELTODO začala současně se vznikem společnosti v roce 1991. Nicméně skutečný vývoj tunelových systémů ve společnosti byl zahájen teprve po roce 1995, po podpisu kontraktu na dodávku technologických celků do Strahovského automobilového tunelu. Do dnešní doby byly realizovány dodávky do 21 tunelů v České republice a v zahraničí. V rámci tunelových staveb jsou dodávány zejména komplexní technologie, elektrické a dopravní vybavení a integrující řídicí systémy. V průběhu výstavby je kladen velký důraz na to, aby součástí dodávek bylo velké procento vlastních výrobků, mezi něž patří zejména řídicí systémy dopravy a technologie v tunelech, SOS boxy vybavené systémy tísňového volání, proměnné dopravní značení, nejrůznější prvky osvětlení a vlastní kompletace rozvaděčů. Společnost ELTODO rovněž, kromě projektového managementu, zajišťuje vlastními silami projekční přípravu prováděcích dokumentací, provozních řádů, softwarových projektů a dalších dokumentů, které jsou nutnou součástí uvedení tunelu do provozu. Významnou roli hraje rovněž následná údržba tunelové technologie. Tato činnost je zajišťována centrálně organizovanou servisní složkou, která disponuje dispečinkem s 24hodinovou službou, softwarovými pracovníky schopnými provádět vzdálenou diagnostiku závad a samozřejmě četami techniků, kteří jsou ve 24hodinovém provozu schopni zabezpečit okamžitý zásah v případě vzniku mimořádné poruchy v technologické nebo dopravní části tunelu.

Tento článek je jakýmsi historickým exkurzem do vývoje unikátního řídicího systému KERBERUS®, který byl jádrem většiny tunelových dodávek a který je neustále zdokonalován tak, aby vyhovoval náročným českým, ale i evropským standardům. Závěr článku je věnován současně realizovaným systémům a jsou zde ilustrovány současné trendy v oblasti řízení technologie a dopravy v tunelech.

TECHNOLOGICKÝ VÝVOJ SYSTÉMU ŘÍZENÍ TECHNOLOGIE A DOPRAVY V TUNELECH

Řízení technologického vybavení tunelu v České republice se již od počátku, tj. již od doby výstavby Strahovského automobilového tunelu (SAT), dělilo na dvě hlavní části, a to část pro řízení dopravy a část pro řízení technologie. Toto rozdělení bylo vyvoláno řadou faktorů, z nichž hlavní jsou tyto:

a) Rozdíly v chování technologických a dopravních celků.

Zatímco technologická zařízení i jejich chování jsou poměrně přesně definovaná, tak v dopravě na pozemních komunikacích panuje poměrně velká nahodilost. Najednou se některé vozidlo zastaví z důvodu poruchy, ne všechna vozidla uposlechnou výzvy ke změně rychlosti či směru jízdy a je nutné vzít v úvahu i rozptýl časových údajů pro průjezd vozidla určitou trasou. Při výskytu mimořádné situace, při níž je nutné urychleně opustit prostor tunelové stavby, je nutno zajistit trasy a prostory pro nestandardní výjezd vozidel z této lokality.

b) Legislativní důvody spočívají v roli Policie České republiky, která ze zákona odpovídá za provoz na pozemních komunikacích a je jednou ze složek, které jsou oprávněny zastavovat vozidla a odklánět je na náhradní trasy. Ovšem jak říká zákon o pozemních komunikacích, tak provoz je řízen pokyny příslušníka Policie České republiky nebo světelnými signály, přičemž už není dále specifikováno, kdo k těmto světelným signálům dává pokyn. To umožňuje různý výklad pravomocí jednotlivých složek a v praxi se to projevuje i rozdílnou koncepcí řídicích center v jednotlivých lokalitách České republiky.

INTRODUCTION

The history of the development of road tunnel equipment in ELTODO began concurrently with the foundation of the company in 1991. Nevertheless, the real development of tunnel systems in the company started later, after 1995, when the contract for supplies of technological equipment sets for the Strahov vehicular tunnel was concluded. Till now, the company has supplied equipment for 21 tunnels in the Czech Republic and abroad. The supplies comprise, first of all, comprehensive technologies, power supply and traffic control equipment and integrating management systems. Great stress is placed during tunnel construction on the supplies to comprise high percentage of the company's own products, among them for example, traffic control and tunnel equipment management systems, SOS boxes equipped with emergency call systems, variable traffic signs, various lighting elements and assembling switchboards by company's own personnel. In addition, apart from project management, ELTODO provides preparation of detailed designs, operating instructions, software designs and other documents which are necessary parts of a tunnel commissioning process. The follow up maintenance of tunnel equipment also plays an important role. This activity is ensured by a centrally organised service unit, which has a round-the-clock working control centre, software engineers capable of remotely diagnosing defects and, of course, round-the-clock services of crews of technicians who are able immediately to intervene in the case of unexpected failures of tunnel equipment or a traffic control system.

This paper is a sort of historic excursion into the development of KERBERUS®, a unique control system which was the core of the majority of tunnel supplies and which has been permanently improved to meet stringent Czech and European standards. The conclusion of the paper is dedicated to the systems which are currently being implemented, with illustration of current trends in the field of tunnel equipment and traffic management.

TECHNOLOGICAL DEVELOPMENT OF TUNNEL EQUIPMENT AND TRAFFIC CONTROL

Tunnel equipment control in the Czech Republic has been divided since the beginning, i.e. since the time of the Strahov automobile tunnel (SAT) construction, into two main parts, traffic control and equipment control. This division was brought about by several factors, with the following being the main ones:

a) Differences in the behaviour of equipment systems and traffic-related systems.

While tunnel equipment systems and their behaviour are relatively exactly defined, relatively high haphazardness exists in traffic on roads. A vehicle stops all of a sudden because of a defect, not all vehicles obey a command to change the speed or the direction of driving, and it is necessary to take into consideration the scatter of the time data regarding the passage of a vehicle through a certain route. In the case of an emergency requiring expedited evacuation of the tunnel space it is necessary to provide routes and spaces for non-standard exiting of vehicles from the emergency location.

b) Legislative reasons due to the role of the Police of the Czech Republic, which are by law responsible for road traffic. The Police is one of the bodies entitled to stopping of vehicles and directing them to diversion routes. On the other hand, according to the Road Law, traffic is controlled by instructions of policemen of the Czech Republic or by traffic lights, but it is not further specified who gives instructions to the traffic lights. This allows



Obr. 1 Původní konfigurace velínu Strahovského automobilového tunelu v roce 1998 s vizualizačním systémem pod operačním systémem UNIX, v pozadí mozaikové tablo zobrazující stav dopravy a technologie v tunelu
Fig. 1 Original configuration of the Strahov control centre in 1998, with the visualisation system working under UNIX operational system; a mosaic board showing the state of traffic and equipment in the tunnel is in the background

PRVNÍ GENERACE ŘÍDICÍHO SYSTÉMU ŘÍZENÍ TECHNOLOGIE A DOPRAVY TUNELU KERBERUS®

První silniční tunel v České republice, na kterém byl aplikován moderní řídicí systém, byl Strahovský automobilový tunel. Budování této stavby začalo v 70. letech minulého století, ale dokončen byl až v roce 1997. Projekt budovy pro řídicí systém této tunelové stavby počítal s tehdejší stavem technologie, a proto když byl řídicí systém spuštěn, tak vzhledem k velmi rychlému technologickému vývoji v oblasti řídicích systémů řada místností určených pro zástavbu řídicího systému získala nový účel.

Pro řízení technologií je uplatňován od počátku klasický model dispečerského řízení, který pro tunelové technologie plně vyhovuje a s menšími obměnami se používá dodnes. Naproti tomu řízení dopravy v tunelech a přilehlých komunikacích je velmi zajímavou oblastí, která se stále vyvíjí a přináší nové možnosti.

Řízení dopravy v SAT bylo naprogramováno do řídicího systému používajícího komponenty od firmy General Electric, divize Fanuc. Vizualizační systém byl postaven v tehdy revolučním systému CIMPLICITY, v tehdejší době ještě na bázi operačního systému UNIX (obr. 1).

Již v této první aplikaci byl do systému propojen systém elektronické požární signalizace a systém ovládání kamerového dohledu. Tato cesta, jejíž myšlenkou je propojovat další technologie přímo do řídicího systému bez použití dalších nadstavbových systémů jednotlivých dodavatelů, zvyšuje úroveň kontroly dispečera nad děním v tunelu, navyšuje i spolehlivost systému, a proto je stále zachovávána. Okruh připojených komponent se postupně zvyšuje, např. v tunelu Klimkovice byly poprvé do řídicího systému připojeny tabule zařízení pro provozní informace (ZPI) umožňující zobrazit textové pole rozsahu 15 znaků. Zmíněné technologie integrované do řídicích systémů, jako senzory systému EPS, údaje o dopravní zátěži či kamery uzavřených televizních systémů, slouží jako prodloužené „oči“ dispečera do dění v řízené technologii, a proto byl tento model řídicího systému nazván bájným jménem Kerberus.

Řízení dopravy v SAT ve své první verzi vycházelo z modelu uplatňovaného při řízení technologií. Algoritmy a sekvence pro řízení dopravy byly pevně naprogramovány a zkompileovány do programu řídicího systému. Řešení, které se běžně používá např. v energetice, je sice maximálně spolehlivé, ale každá další změna, která se v dopravní technologii na rozdíl od elektrárny vyskytuje velmi často, znamená zdoluhavé odladování celého programu. Vzhledem k tomu, že sekvenční vyklizení i znovutevření silničního tunelu, jako je SAT, trvá vzhledem k jeho délce a návazným komunikacím přibližně 15 minut, se doba takového odladování počítá řádově na dny. Během tohoto odladování je samozřejmě vyloučen provoz v tunelu, protože chybu programu nelze v režimu odladování vyloučit.

differing explanations of the rights of individual bodies and, in practice, it is manifested by different concepts of control centres in individual locations in the Czech Republic.

THE FIRST GENERATION OF KERBERUS® TUNNEL EQUIPMENT AND TRAFFIC CONTROL SYSTEM

The first road tunnel in the Czech Republic to which a modern management system was applied was the Strahov Automobile Tunnel (SAT). The construction of this tunnel started in the 1970s, but it was completed as late as 1997. The design for the building to house the tunnel management system expected that equipment existing at that time would be used. Therefore, when the management system was launched, many rooms which had been designed for the installation of the management system were assigned a new purpose as a result of very rapid technological development.

A classical model of management through dispatching control has been used for the tunnel equipment control since the beginning. It is very well suitable for tunnel equipment and has been used, with minor modifications, till now. On the other hand, the control of traffic in a tunnel and adjacent roads is a very interesting field, which keeps developing and brings about new opportunities.

Traffic control in the SAT was programmed to a management system which used General Electric, Division Fanuc manufactured components. The visualisation system was built in a then revolutionary system CIMPLICITY, which was still based on UNIX operational system at that time (Fig. 1).

It was already in this initial application that the fire alarm and detection system and camera controlling system were incorporated into the tunnel control system. This method, the idea of which is that additional technologies be connected directly to the control system without application of other upgraded systems from individual suppliers, increases the level of control by the operator over the process in the tunnel and improves the system reliability, which is why it has been retained. The circuit of connected components gradually grows, for example, an operation information display allowing visualisation of a text field up to 15 symbols was for the first time connected to the control system of the Klimkovice tunnel. The above-mentioned technologies which were integrated into management systems, such as fire alarm and detection system sensors, data on the traffic flow or CCTV cameras serve as extended sight of a tunnel operator into the technology being controlled, therefore, this model of a management system was given the mythical name of Cerberus.

The first version of the traffic control system in the SAT started from a model used in equipment control systems. Traffic control algorithms and sequences were firmly programmed and compiled into the traffic system program. This solution, which is commonly used for instance in power engineering, on the one hand provides maximum reliability, but, on the other hand, all subsequent changes, which, as opposed to a power plant, very frequently take place in the field of traffic-related



Obr. 2 Tunel Husovice v roce 1998 – testování reakcí druhé generace systému KERBERUS®

Fig. 2 Husovice tunnel in 1998 – testing the reactions of the second generation KERBERUS® system



Obr. 3 Nově vybudovaný centrální tunelový dispečink v Brně v roce 1999
Fig. 3 New build tunnel management centre in Brno in 1999

DRUHÁ GENERACE ŘÍDICÍHO SYSTÉMU ŘÍZENÍ TECHNOLOGIE A DOPRAVY TUNELU KERBERUS®

V rámci dodávky řídicího systému tunelu Husovice (obr. 2) a výstavby centrálního tunelového dispečinku v Brně (obr. 3) v letech 1998 až 1999 bylo nutné do systému zapracovat částečně odlišné požadavky Brněnských komunikací a Police České republiky na pojetí řízení dopravy. Hlavní důraz byl kladen na vyšší flexibilitu systému, na možnost uživatelské konfigurace dopravních stavů, kontroly kolizních stavů a možnost simulace výsledných dopravních stavů.

Obdobné řešení bylo rovněž aplikováno v roce 2000 v rámci rekonstrukce Těšnovského automobilového tunelu (TAT – obr. 4) a tunelu Letná v Praze. Jedna z vlastností tohoto systému, která vychází přímo z jeho podstaty, je automatická kontrola výsledného stavu. Tento mechanismus vychází z předpokladu, že povelovaný symbol proměnného dopravního značení (založeného na lamelové či světelné technologii, ve zkratce souhrnně nazývaného PDZ) nemusí být nastaven, protože systém vypočítal jiné nastavení.

Významnou implementaci této generace systému řízení dopravy byla realizace řídicích systémů pro čtveřici tunelů na dálnici Mersin–Adana–Gaziantep v Turecku (obr. 5). Společnost ELTODO pro tento projekt zajišťovala komplexní systém řízení dopravy včetně systému proměnného dopravního značení.

Systémy druhé generace byly implementovány v prostředí programovatelných automatů GE Fanuc. Pisárecký tunel byl první, který byl realizován v prostředí systému SIMATIC. Použitý vizualizační systém CIMPLICITY HMI pracoval již v prostředí Windows NT.

TŘETÍ GENERACE ŘÍDICÍHO SYSTÉMU ŘÍZENÍ TECHNOLOGIE A DOPRAVY TUNELU KERBERUS®

Třetí verze programového vybavení pro řízení dopravy byla revoluční v možnosti vkládat uživatelsky do systému nové dopravní sekvence a v případě možnosti vzniku konfliktních stavů v dopravním značení (např. při požadavku otevřít vjezd do uzavřeného tunelu) upozorňovala uživatele dopředu, ještě před aktivací požadované úpravy, na budoucí konflikt v nastavení proměnného dopravního značení, a to se zvýrazněním konkrétních prvků. Bezpečnostní sekvence (tj. dopravní sekvence pro uzavření tunelu v případě havarijních událostí) zůstaly pevně naprogramované v systému a k jejich úpravě měl oprávnění pouze systémový programátor. Z periferních zařízení bylo do systému poprvé připojeno videodetekční zařízení, detekující vznik kolon v tunelových tubusech. Tato verze byla poprvé implementována při integraci TAT do prostředí velínu SAT, v rámci kterého proběhl upgrade vizualizační nadstavby původního systému SAT do prostředí Windows NT.

Další implementace třetí generace systému KERBERUS® do silničního tunelu Zlíchov (ZLRA – obr. 6) v roce 2002 nabídla uživateli velmi komfortní nástroj pro uživatelské sestavování dopravních sekvencí. Dispečer po přepnutí do tzv. „simulačního módu“ může, bez vazby na koncové zařízení PDZ, sám sestavovat kroky dopravních sekvencí a po jejich kontrole z hlediska vzniku konfliktních stavů může tyto stavy uložit do paměti a celou sekvenci si poté na svém pracovišti přehrát, opět v tomto simulovaném režimu. Tato možnost je



Obr. 4 Rekonstruovaný velín Těšnovského automobilového tunelu, rok 2000
Fig. 4 Reconstructed Těšnov automobile tunnel control centre, 2000

equipment, require lengthy de-bugging of the whole program. With respect to the fact that sequential evacuation and re-opening of a tunnel like the SAT, taking its length and adjacent roads into consideration, takes roughly 15 minutes, the time required for such de-bugging is measured in the order of days. Of course, traffic in the tunnel during the course of the de-bugging is excluded, because occurrence of a system error during the de-bugging cannot be eliminated.

THE SECOND GENERATION OF KERBERUS® TUNNEL EQUIPMENT AND TRAFFIC MANAGEMENT SYSTEM

In 1998 through 1999, when the management system for the Husovice tunnel (see Fig. 2) and the central tunnel management hub in Brno (see Fig. 3) was being prepared, it was necessary to incorporate into the system partially differing requirements of Brněnské Komunikace (Brno road management department) and the Police of the Czech Republic for the traffic control concept. Main stress was placed on higher flexibility of the system, the possibility of configuring traffic states by the user, checking collision states and simulating resultant traffic states.

A similar solution was also applied in 2000, in the framework of the reconstruction of the Těšnov automobile tunnel (TAT – see Fig. 4) and the Letná tunnel in Prague. One of this system's properties, which comes directly from its substance, is automatic checking on the resultant state. This mechanism comes from the assumption that a symbol of the variable traffic sign (VTS - lamella-based or lighting technology based) being commanded does not have to be set because the system has calculated another setting.

A significant case of the implementation of this generation of traffic control systems was the installation of control systems for four tunnels on the Mersin - Adana - Gaziantep motorway in Turkey (Fig. 5). ELTODO supplied a comprehensive traffic control system for this project, including a variable traffic signalling system.



Obr. 5 Portál tunelu na dálnici Mersin–Adana–Gaziantep v Turecku, použité proměnné dopravní značení z produkce ELTODO, rok 2000
Fig. 5 Portal of a tunnel on the Mersin - Adana - Gaziantep motorway in Turkey; variable traffic signs produced by ELTODO, 2000



Obr. 6 Komplexní zkoušky řídicího systému tunelu Zlíchov s pracovníky TSK Praha a VIS, a. s.

Fig. 6 Comprehensive testing of the Zlíchov tunnel control system by TSK Praha (road management department) and VIS a.s. (owner's supervision) personnel

ale přístupná pouze po zadání příslušného oprávnění a není zahrnuta do běžné činnosti dispečerů.

Stavba automobilového tunelu Mrázovka (ATM), umístěného mezi stavby ZLRA a SAT, před řešitele postavila nový úkol, a to, jaký způsob zvolit pro propojení těchto staveb. Nabízela se možnost kompletně přebudovat systémy staveb SAT, ATM a ZLRA, což by si však vyžádalo velmi dlouhou dobu pro odladění celého systému a s každou další stavbou by se tyto problémy opakovaly. V tomto případě byla zvolena modulová stavba. Ta počítá s funkcí stávajících řídicích systémů tunelových staveb předávajících si mezi sebou tzv. „globální proměnné“, charakterizující jejich stav. Jednotlivé řídicí systémy na ně potom reagují podle svých konkrétních podmínek. Součástí realizace řídicího systému ATM byla rovněž rozsáhlá úprava softwaru světelných signalizačních zařízení na přilehlých křižovatkách tunelu z důvodu vyřešení požadavků na preferenci vozidel MHD či nastavení prioritních tras pro průjezd požárních vozidel a navíc s potřebou dynamicky synchronizovat dopravu na tzv. malém smíchovském okruhu.

Součástí realizace řídicího systému ATM bylo i rozsáhlé technologické rozšíření velínu SAT, který byl vybaven moderní vizualizační stěnou a novými pokročilými komunikačními prvky (obr. 7). Vizualizační systém byl modernizován novou verzí CIPPLICITY, z důvodu bezpečnostní politiky společnosti Microsoft došlo k povýšení operačních systémů na Windows 2000.

Třetí generace systému byla rovněž implementována na komunikacích 1. třídy do tunelu na obchvatu Jihlavy a do tunelu Hřebeč. Realizace tunelu Jihlava je pro rozvoj systému důležitá zejména proto, že se zde rozšířila množina výrobců programovatelných automatů podporovaných systémem KERBERUS® o společnost Rockwell Automation.

Mezi historicky poslední implementace systému KERBERUS® třetí generace patří rozšíření Pisáreckého tunelu v Brně o složitou křižovatku MÚK Hlinky, v rámci které proběhl upgrade celého systému řízení tunelů v Brně na aktuální verzi systému KERBERUS®.



Obr. 8 Tunel Klimkovice v roce 2007 s proměnným dopravním značením z výroby ELTODO a Značek Praha

Fig. 8 The Klimkovice tunnel in 2007, with variable traffic signs produced by ELTODO and Značky Praha



Obr. 7 Rekonstruovaný velín SAT před dokončením tunelu Mrázovka v roce 2004
Fig. 7 Reconstructed SAT control room before the Mrázovka tunnel completion in 2004

The second generation systems were implemented in the environment of GE Fanuc programmable automats; the Pisárky tunnel was the first to be implemented in the environment of the SIMATIC system. The CIMPLICITY HMI visualisation system, which was used, operated in the Windows NT environment.

THE THIRD GENERATION OF KERBERUS® TUNNEL EQUIPMENT AND TRAFFIC CONTROL SYSTEM

The third version of the traffic control software was revolutionary in allowing the user to feed new traffic sequences into the system and, in the case of a possibility of the origination of conflicting states in the traffic signalling system (e.g. when a requirement is made to open the entrance to a closed tunnel), to caution the user in advance, before the required modification is activated, that there will be a conflict in the setting of the variable traffic signs, by means of highlighting the particular elements. The safety sequences (i.e. the traffic control sequence for closing a tunnel in the case of incidents) remained firmly programmed in the system and only the system programmer was eligible to change them. Of periphery facilities, video detection equipment detecting the development of columns of vehicles in tunnel tubes was for the first time connected to the system. This version was for the first time implemented when the TAT was being integrated into the SAT control centre environment, where the upgraded SAT visualisation system was implemented into the Windows NT environment.

Other implementation of the third generation of KERBERUS® system into the Zlíchov road tunnel (ZLRA – Fig. 6), which took place in 2002, offered the user a very comfortable tool for compiling traffic sequences. The operator can, after switching into the so-called simulation mode, put individual steps of traffic sequences together by his own, without a connection to the VTS end appliance and, after checking them in terms of the origination of conflicting states, store these states into the memory. Then he can replay the entire sequence at his workplace, again within this simulated regime. This option is, however, accessible only after the respective authorisation proof is entered; it is not incorporated into common activities of operators.

The construction of the Mrázovka Automobile Tunnel (MAT), which is located between the ZLRA and SAT, set a new task for the designer – to decide which method of interconnecting these structures was to be chosen. There was the option comprising complete reconstruction of the systems of the SAT, MAT and ZLRA tunnels, which would have required very long time for de-bugging of the entire system and these problems would be repeated with each subsequent construction. In this particular case, a unit system was chosen. This system operates with the function of existing tunnel control systems maintained, sharing so-called 'global variables' characterising their state with each other. Then the individual control systems respond to them, depending on their own particular conditions. Part of the MAT system implementation was an extensive modification of the software controlling traffic lights at intersections adjacent to the tunnel. It was necessary because requirements for priority of urban



Obr. 9 Tunel Horelica na Slovensku dokončený v roce 2004 vybavený SOS skříňmi vyrobenými společností ELTODO

Fig. 9 The Horelica tunnel in Slovakia, completed in 2004, equipped with ELTODO-produced SOS boxes

Důležitým mezníkem byla rovněž realizace řídicího systému v tunelu Klimkovice (obr. 8), který se stal prvním ryze dálničním tunelem, který v České republice společnost ELTODO realizovala.

TRENAŽÉR ŘÍDICÍHO SYSTÉMU TUNELU

Po zavedení nové verze systému na tunelu ZLRA a po zkušenostech s provozem současných verzí programového vybavení se čím dál více začal projevovat poznatek spočívající v nedostatečné připravenosti obsluh k řešení mimořádných situací. Tato nepříznivá vlastnost se časově zvyrazňuje od doby uvedení do provozu. V době, kdy se stavba uvádí do provozu, má obsluha vzhledem k vyloučení provozu a probíhajícími komplexními zkouškami velké možnosti pro praktické procvičování. V běžném provozu je však celkové uzavření tunelu poměrně vzácnou událostí, a tak pochopitelně připravenost obsluh pro řešení těchto situací klesá. Ze této otázky připravenosti obsluh k řešení mimořádných situací nelze podceňovat, je zřejmé od katastrofického požáru v tunelu Mont Blanc mezi Francií a Itálií. Zde nekoordinovanost počátečního řešení ze strany dispečinků Itálie a Francie navýšila katastrofální následky požáru. Za tímto účelem směřuje současný vývoj řídicích systémů tunelových aplikací ve společnosti ELTODO k vývoji aplikací umožňujících operátorovi prožívat realisticky simulované krizové situace, a to včetně interakcí systému videodohledu. Takto pojaté pracoviště, integrující řídicí systém tunelu spuštěný v módu simulace a propojený se systémem videodohledu, který poskytuje generované videosignály podle okamžité situace, poskytuje tak vysoký prožitek, že při laboratorním testování se často zapomíná, že se jedná pouze o virtuální realitu. Zatím jedinou překážkou většího rozšíření této aplikace, blízkící se počítačové hře na více monitorech, je



Obr. 10 Test řídicího systému ITCC pro Turecko v pobočce ELTODO v Brně v roce 2005

Fig. 10 Factory Acceptance Test of the ITCC control system for Turkey at the Brno branch office of ELTODO in 2005

mass transit vehicles had to be solved, as well as setting of priority routes for the passage of fire-fighting vehicles. In addition, it was necessary to dynamically synchronise traffic on the so-called Small Smíchov Circle Road.

In addition, part of the MAT control system implementation was the extensive expansion of equipment in the SAT control room, where a modern visualisation wall with advanced communication elements was installed (see Fig. 7). The visualisation system was modernised by a new CIMPLICITY version; the operation systems were elevated to Windows 2000, in compliance with Microsoft safety policy.

The third generation system was also implemented on 1st class roads in the tunnel on the Jihlava bypass and the Hřebeč tunnel. The implementation in the Jihlava tunnel is important for the system development first of all because of the fact that the set of producers of programmable automats supported by Rockwell Automation's system KERBERUS® was further expanded there.

One of the historically last implementations of the third generation KERBERUS® system is the expansion of the Pisárky tunnel in Brno through adding a complicated Hlinky grade-separated intersection to it. The entire control system covering all tunnels in Brno was upgraded to the topical version of the KERBERUS® system in the framework of this event.

Another important milestone was the implementation of the Klimkovice tunnel control system (see Fig. 8), which became the first purely motorway-type tunnel project to be carried out by ELTODO in the Czech Republic.

TUNNEL CONTROL SYSTEM SIMULATOR

When the installation of the new version of the system at the ZLRA tunnel had been completed and after gathering experience with the operation of the existing software versions, it started to be more and more obvious that the readiness of operators to solve incidents was insufficient. This problem even deepens with the time elapsing from the tunnel commissioning. At the moment when a tunnel is being commissioned, there is a great opportunity for tunnel operators to practise because traffic is closed and comprehensive testing is underway. On the other hand, closing a tunnel to traffic during routine operation is rather a rare event; therefore, the readiness of operators to solve incidents diminishes. Since the conflagration in the Mont Blanc tunnel between France and Italy, it has been obvious that the issue of preparedness of operators to solve emergency situations must not be underestimated. In this particular case, the lack of coordination of the initial solution between the Italian and French control centres significantly aggravated the catastrophic consequences of the fire. For this reason, the current development of tunnel applications of control systems in ELTODO is focused on developing applications allowing the operator to realistically experience simulated crisis situations, including interactions with the video surveillance system. Such the approach, i.e. a workplace integrating a tunnel control system running in the simulation mode with the video surveillance system generating video signals according to the momentary situation, affords so intense mental experience that the fact that it is only virtual reality is often forgotten during laboratory testing. The only obstacle to wider spreading of this application, similar to a computer game played on several displays, is the cost of the application. Solutions leading to easy implementation in all sorts of tunnels, and the problem of reducing the costs which is associated with the solution, are being worked on.

INTERNATIONAL TUNNEL CONTROL SYSTEM (ITCC)

One of KERBERUS® system offshoots is represented by the International Tunnel Control System – ITCC. This system was developed by an international team with the aim of making use of the development of tunnel control systems in various European countries and create a universal system which could be implemented all over the world. ELTODO's engineers developed software reference libraries for the technology section and participated in the process of introducing the project into practice (see Fig. 10).

One of basic objectives followed when developing the new ITCC system was the maximum unification of individual software blocks,



Obr. 11 Aplikace systému ITCC v tunelu Sitina v Bratislavě z roku 2006
Fig. 11 ITCC application at the Sitina tunnel in Bratislava, 2006

cena této aplikace. Řešení vedoucí k snadné implementaci pro nejrůznější tunelové stavby a s tím související problematika snižování nákladů jsou zpracovávány právě v této době.

INTERNATIONAL TUNNEL CONTROL SYSTEM (ITCC)

Jednu z vývojových větví systémů KERBERUS® představuje tzv. International Tunnel Control System – ITCC. Tento systém byl vyvíjen mezinárodním týmem s cílem zužitkovat zkušenosti s vývojem řídicích systémů tunelů v různých evropských zemích a vytvořit univerzální systém, který by mohl být nasazován po celém světě. Inženýři společnosti ELTODO zajišťovali pro tento systém tvorbu softwarových knihoven v části technologie a podíleli se na uvedení tohoto projektu do praxe (obr. 10).

Jedním ze základních cílů při vývoji nového systému ITCC byla maximální unifikace jednotlivých softwarových bloků vedoucí k redukci nákladů. K jejímu zajištění byla nutná podrobná příprava, která předcházela vlastní implementaci. Každý budoucí softwarový blok byl nejprve dopodrobna naplánován – tj. byla stanovena jeho funkční specifikace a rozhraní. Rozhraní byla volena tak, aby se sebe jednotlivé bloky dobře navazovaly. Každý modul byl rozdělen na dvě části – část určenou pro programovatelný automat a část určenou pro SCADA systém. Elementární funkční moduly jsou poté v rámci architektury ITCC ovládány v manuálním režimu, anebo jsou sdružovány do nadstavbových bloků, jako je například Traffic Manager. Elektrické a mechanické funkční bloky jsou spojovány na úrovni PLC v závislosti na požadavcích konkrétního realizovaného projektu (např. automatická funkce osvětlení, automatická funkce vzduchotechniky, reakce tunelu na vznik požáru atd.). Unifikace elementárních modulů výrazně urychluje tvorbu finálního softwarového vybavení konkrétního realizovaného tunelu.

Systém ITCC je rozdělen do čtyř úrovní. První úroveň tvoří operační systém, tj. MS Windows nebo Linux. Ve druhé úrovni se nachází takzvaný middleware, tj. vlastní SCADA systém (v případě ITCC se jedná o systém PVSS nebo WinCC), databázové jádro, systém zajišťující redundanci, OPC rozhraní a další. Třetí úroveň je tvořena vlastními předpřipravenými bloky systému ITCC. Sem patří zejména bloky pro řízení dopravy (Traffic Manager), modul pro detekce incidentů (AID) a softwarové bloky pro řízení technologie (elektrické a mechanické vybavení).

K praktickému nasazení systému ITCC došlo na Slovensku do tunelu Sitina (obr. 11), v Německu (Frankfurt nad Mohanem) a v Turecku (projekty Bolaman–Pershembe, Giresum–Espyie).

BUDOUCÍ ROZVOJ ŘÍDICÍHO SYSTÉMU ŘÍZENÍ TECHNOLOGIE A DOPRAVY TUNELU KERBERUS

Řídicí systém KERBERUS® má za sebou v současné době přibližně 15 let vývoje. To ovšem neznamená, že se nepracuje na dalším rozvoji tohoto systému. Velkou výzvou do budoucna je rozšíření funkcionality systému o další prvky řízení, které souvisejí s řízením komunikace a jejichž stavy jsou ovlivněny aktuálním stavem provozu dopravní části tunelu. Významným úkolem pro společnost ELTODO

leading to reduced costs. Detailed preparation, preceding the implementation itself, was necessary to meet this task. First, each future software block was planned in detail – its functional specification and interface were defined. The interfaces were chosen in a way ensuring that the individual blocks would form proper sequences. Each module was divided into two parts – a part designed for a programmable automaton and part designed for the SCADA system. Elementary functional modules are then controlled in the framework of the ITCC architecture in a manual regime or are joined into upgrade blocks, such as for example Traffic Manager. Power supply and mechanical functional blocks are connected at the PLC level depending on requirements of the particular design being carried out (e.g. automatic lighting function, automatic ventilation function, tunnel response to origination of a fire etc.). The unification of elementary modules significantly accelerates the creation of the final software for a particular tunnel being built.

The ITCC system is divided into four levels. The first level is formed by an operating system, i.e. MS Windows or Linux. The second level comprises middleware, i.e. the SCADA system itself (PVSS or WinCC system is used in the case of the ITCC), a database core, a redundancy ensuring system, the OPC interface etc. The third level is formed by pre-prepared ITCC blocks themselves, first of all the traffic control block (Traffic Manager), an incident detection module (AID) and equipment control software blocks (for power supply and mechanical equipment).

The ITCC system was implemented in practice in Slovakia, into the Sitina tunnel (see Fig- 11), Germany (Frankfurt am Main) and Turkey (the Bolaman – Pershembe and Giresum – Espyie projects).

FUTURE DEVELOPMENT OF THE KERBERUS EQUIPMENT AND TRAFFIC CONTROL SYSTEM

The KERBERUS® control system has passed roughly 15 years of development. But this does not mean that the work on the further development has been terminated. There is a great challenge for the future to expand its functionality by adding new control elements associated with the motorway traffic control, the states of which are influenced by the topical state of the operation of the traffic-related part of the tunnel control system. There is an important task for ELTODO today - to implement the traffic control system to structures on the Prague City Ring Road. The objective is to create a unified system named preliminarily the Tunnel and Motorway Control System (TMCS), which will integrate into itself, at the level of an upgrade, a tunnel traffic control system and motorway traffic control system. This technically means that the KERBERUS® system will be expanded through incorporating elements of road line traffic control system, motorway variable traffic signs control and other elements. A special interface will be incorporated into the system, which will communicate with the so-called communication gate, which will provide connection of the Prague City Ring Road to the information coming from the National Traffic Information Centre in Ostrava and the Main Management Centre in Prague. An important new feature of the KERBERUS® system is the fact that it supports the so-called server virtualisation. This feature has recently become a trend not only in the area of large computer centres but also in the area of management systems (see Fig. 12).

LINEAR MANAGEMENT SYSTEM FOR THE PRAGUE CITY RING ROAD: ITS INTEGRATION INTO THE KERBERUS SYSTEM

The task of applying the tunnel control has always been to secure safe operation of tunnel structures. Even the traffic in adjacent areas, meaning above all reliability of the function during incidents or accidents in the space of a tunnel structure, was controlled from this point of view.

Tunnels on construction lots 513 and 514 of the Prague City Ring Road (PCCR), which are currently under construction, are situated with the pre-tunnel sections touching one another. In this way, the tunnel structures provide control over a significant section of the PCCR. Because the Road Line Traffic Control (RLTC) system will be used throughout the PCCR length with the aim of increasing the road traffic capacity, the traffic control actors were incorporated also into the systems controlling the tunnel and pre-tunnel sections.

je v současné době implementace systému řízení dopravy na stavbách silničního okruhu kolem Prahy. Cílem je vytvořit unifikovaný systém s pracovním názvem Řídicí systém tunelu a dálnice (ŘSTD), který do sebe zintegruje v nadstavbové rovině systém řízení dopravy v tunelu a na dálnici. Technicky to znamená, že systém KERBERUS® bude rozšířen o prvky systému liniového řízení dopravy, ovládání proměnného dopravního značení na dálnici a dalších prvků. Do systému bude vytvořen speciální interface, který bude komunikovat s tzv. komunikační bránou, která bude zajišťovat vazbu řízení SOKP (Silniční okruh okolo Prahy) na informace přicházející z Národního dopravního informačního centra v Ostravě a Hlavní dopravní řídicí ústředny v Praze. Důležitou novou vlastností systému KERBERUS® je podpora tzv. virtualizace serverů, která se stává v poslední době trendem nejenom v oblasti velkých výpočetních center, ale i v oblasti řídicích systémů (obr. 12).

SYSTÉM LINIOVÉHO ŘÍZENÍ NA SOKP A JEHO INTEGRACE DO SYSTÉMU KERBERUS

Aplikace řízení tunelových staveb vždy měly za úkol zajistit bezpečnost provozu tunelových staveb. Z tohoto hlediska byla i řízena doprava v přilehlých oblastech, tedy především spolehlivá funkce při mimořádných či havarijních událostech v prostorách tunelové stavby.

Na současně probíhající stavbě SOKP jsou tunelové stavby 513 a 514 situovány tak, že se jejich předpolí dotýkají, a tak vlastně tyto tunelové stavby řídí značný kus SOKP. Protože na celém SOKP bude za účelem zvýšení propustnosti dopravy použita metoda liniového řízení dopravy, byly i její výkonné prvky zabudovány do systémů řízení tunelových staveb a přítunelových úseků.

Jednou z metod řízení dopravy na dálnicích je systém liniového řízení RLTC (Road Line Traffic Control), jehož principy jsou založeny na sběru a vyhodnocování dopravních dat (intenzita, rychlost, skladba dopravního proudu) na delším úseku komunikace a regulaci dopravního proudu změnou rychlosti pomocí aktorů – proměnných dopravních značek typu B20a (Nejvyšší povolená rychlost) a pomocí značky B22a (Zákaz předjíždění pro nákladní automobily). Systém je doplněn i varovnými značkami (Jiné nebezpečí, Práce na silnici apod.). Při zvyšování hustoty dopravy dochází k nestabilitám, které se projevují jako tzv. Stop And Go vlny. Tyto vlny jsou charakterizovány velkými změnami v rychlosti a tím i velkou směrodatnou odchylkou rychlosti. Cílem liniového řízení je harmonizace, stabilizace dopravního proudu a zvyšování propustnosti komunikace.

Těchto cílů lze dosáhnout:

- Omezením jízdy pomaleji jedoucích nákladních vozidel v rychlejších (levých) pruzích komunikace.
- Snížením rychlosti dopravního proudu. Tím, že vozidla jedou menší rychlostí, snižují se vzájemné odstupy vozidel a významně se zvyšuje propustnost komunikace. Ta je nejvyšší při rychlosti okolo 70–80 km/h.
- Upozornění řidiče na potenciální nebezpečí. K tomuto účelu se používají proměnné výstražné dopravní značky.
- Poskytování dopravních informací o aktuálním stavu dopravy v přilehlých oblastech pomocí zařízení pro provozní informace.

Aplikace ŘSTD v systému KERBERUS® ve svém prioritním bloku rozpoznává, zdali je kvůli okamžité situaci nutno povelovat systém proměnného dopravního značení z tunelových staveb, nebo zdali jsou tyto prvky uvolněny pro ovládání ze systému liniového řízení, popřípadě z Národního dopravního informačního centra nebo Hlavní dopravní řídicí ústředny v Praze. Objektová koncepce, poprvé použitá u soustavy staveb ZLRA–ATM–SAT, přispívá díky definovanému chování a otevřenému rozhraní k časově úspornému odladění jednotlivých staveb i k interoperabilitě dodavatelů těchto systémů.

ZÁVĚR

Aplikace řídicího systému KERBERUS® společnosti ELTODO je v současné době použita v 21 tunelech v České republice a v zahraničí. Tento článek představil čtenáři historický exkurz do vývoje tohoto systému a zároveň ukázal, jakým směrem se bude vývoj tohoto systému ubírat dále do budoucnosti.

ING. JIŘÍ ŘEHÁK, rehakj@eltodo.cz,
ING. JIŘÍ ŠTEFAN, stefanj@eltodo.cz,
ELTODO EG, a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Pavel Příbýl, CSc.



Obr. 12 Testování řídicího systému pro stavbu SOKP 514 v laboratořích společnosti ELTODO

Fig. 12 Testing of the control system for construction lot 514 of the Prague City Ring Road in ELTODO laboratories

One of the motorway traffic control methods is the RLTC. Its principles are based on collecting and assessing traffic data (traffic volume, velocity, traffic flow composition) within a longer road section and regulating the traffic flow through changing the velocity by means of actors, i.e. the variable traffic sign B20a (Speed Limit) and traffic sign 22a (Overtaking by Goods Vehicles Prohibited). Even warning signs (Other Dangers, Roadworks Ahead) are added to the system. When the traffic flow increases, instabilities occur, manifesting themselves as Stop and Go waves. These waves are characterised by significant changes in the speed of traffic, thus also great standard deviation of speed. The objective of the Road Line Traffic Control is to harmonise and stabilise the traffic flow and increase the road capacity.

The above-mentioned objectives can be reached through:

- Restricting slow driving heavy goods vehicles on faster (left-hand) traffic lanes
- Reducing the traffic flow velocity. Owing to the reduced driving speed, drivers reduce the vehicle separation, thus the road capacity significantly grows. Separation between vehicles is reduced. The capacity is highest at the velocity about 70–80 kph.
- Cautioning drivers of potential dangers. Variable warning traffic signs are used for this purpose.
- Providing traffic information on topical state of traffic in adjacent areas by means of an information display.

The TMCS application in the KERBERUS® system identifies in its priority block whether it is necessary because of a momentary situation to command the variable traffic signalling system from tunnel sites or whether these elements are released for the control through the Road Line Traffic Control system or from the National Traffic Information Centre or the Main Traffic Management Centre in Prague. The object-oriented concept, which has been for the first time applied to the complex of tunnels consisting of the ZLRA – MAT – SAT, contributes, owing to the well defined behaviour and open interface, to de-bugging of individual structures and interoperability of suppliers of these systems.

CONCLUSION

The application of the KERBERUS® management system developed by ELTODO is currently being used in 21 tunnels in the Czech Republic and abroad. This paper introduced to readers a historic excursion to the development of this system and, at the same time, showed the direction in which the development of this system will proceed in the future.

ING. JIŘÍ ŘEHÁK, rehakj@eltodo.cz,
ING. JIŘÍ ŠTEFAN, stefanj@eltodo.cz,
ELTODO EG, a. s.

MODERNÍ TRENDY V TECHNOLOGICKÉM ŘEŠENÍ TUNELŮ

MODERN TRENDS IN DESIGNING TUNNEL EQUIPMENT

ZDENĚK PLÍŠKA, PAVEL PŘIBYL

Skupina ELTODO věnuje velké úsilí a kladě důraz na vývoj nových metod a systémů, které se uplatňují v oblasti tunelů na pozemních komunikacích. Velkou výhodou je možnost využít podpory poskytované v rámci grantových projektů Ministerstva dopravy ČR.

V rámci těchto programů bylo umožněno realizovat výzkumné projekty zaměřené na vývoj metodik a aplikací pro zvyšování bezpečnosti v tunelech. Jedná se zejména o projekty vědy a výzkumu OPTUN (2004–2006) a SAFETUN (2007–2009). Tento článek popisuje některé významné výstupy projektů.

1. ARCHITEKTURA TUNELOVÝCH SYSTÉMŮ

V 90. letech minulého století byla autory rozpracována teorie, která na tunely pohlížela jako na dopravně-telematické systémy. Základem byla úvaha, že tunel je heterogenní systém s mnoha subsystémy, ale s jedinou cílovou funkcí, kterou je zajištění plynulé a bezpečné dopravy pro uživatele tunelu.

Postupem let se u praktických realizací ukázala nevýhoda vyplývající z velké složitosti používaných subsystémů a navíc často dodávaných různými dodavateli – tou byla složitá, někdy i nemožná integrace. To s sebou neslo vznik vedlejšího efektu, že se používala drahá zařízení a systémy, které však nebylo možné využít v synergickém efektu. Opakovaná kritika na přílišnou složitost, vysoké ceny a v konečném důsledku nevyužití všech možností vedla k rozsáhlému výzkumu, jehož produktem byla specifická ITS architektura pro tunely, při jejímž vývoji byly použity jiné principy, než byly doporučovány v evropském projektu KAREN.

Současné tunelové systémy nelze popsat jednoduše kvůli jejich komplexnosti. Proto je nutné hledat model, který zobrazí systém ve zjednodušené struktuře a formě, která je dostupná pro všechny uživatele. Takto vytvořené zjednodušení je modelem složitějšího systému. V našem případě je modelem architektura tunelového systému.

Tunelový systém je typickým dopravně-telematickým systémem, protože kromě své primární funkce – dopravy, musí zajišťovat přiměřené osvětlení, dobrou ventilaci, bezpečný provoz atd. Jedná se tedy o heterogenní systém tvořený několika subsystémy, z nichž každý realizuje svou makrofunkci. Všechny makrofunkce pak realizují jednu cílovou funkci, kterou lze zjednodušeně vyjádřit jako „zajištění plynulého a bezpečného provozu pro účastníky s minimalizací ekologické zátěže a optimalizací provozních nákladů“.

Pro architekturu tunelového systému lze použít definici:

Architektura tunelového systému z hlediska dopravní telematiky popisuje na základě uživatelských potřeb tunel ve formě komplexního modelu tvořeného funkčním, informačním, fyzickým, organizačním a telekomunikačním pragmatickým modelem.

Následující obrázek znázorňuje přechod od reálného tunelu k abstraktnímu popisu pomocí architektury. V nejnižší vrstvě je představen tunel tak, jak se jeví běžnému uživateli. Tvoří ho stavební část, do které patří těleso tunelu, silnice procházející tunelem a související budovy.

Ve druhé vrstvě jsou fyzická zařízení zajišťující realizaci dopravních, bezpečnostních a technologických procesů v tunelu. Sem patří rozvodny elektrické energie, ventilační systém, osvětlení, dopravní značení atd.

Nejvyšší vrstvou je abstraktní zobrazení funkcí, které musí jednotlivé systémy vykonávat, aby splnily cílovou funkci – bezpečný a plynulý průjezd tunelem pro účastníky procesu. Modelem procesu je architektura tunelového systému. Koncepce tvorby architektury tunelů byla předmětem výzkumu v projektu OPTUN, neboť bylo konstatováno, že postup doporučený v KAREN nevede k praktickým výsledkům.

The group of companies ELTODO puts great effort and strong emphasis on developing new methods and systems to be used in the area of road tunnels. A big advantage is the possibility of using subsidies provided within the framework of grant projects by the Ministry of Transport of the Czech Republic.

Within the framework of these programs it was possible to implement research projects focused on the development of methodologies and applications for improving safety in tunnels, first of all the scientific and research projects OPTUN (2004–2006) and SAFETUN (2007–2009). This paper describes some important outputs of these projects.

1. ARCHITECTURE OF TUNNEL SYSTEMS

In the 1990s, authors developed a theory which viewed tunnels as traffic-telematics systems. It was based on an assumption that a tunnel is a heterogeneous system consisting of many subsystems, but with a single target function to provide fluent and safe transport for tunnel users.

During the course of years, a disadvantage appeared in practical implementations following from the great complexity of the subsystems which were, in addition, often supplied by various suppliers. The disadvantage was the fact that it was difficult, sometimes even impossible, to integrate the subsystems. A side effect brought about by this situation was the fact that expensive equipment and systems were used without the possibility of using the advantage of synergy effects. Repeated criticism about undue complexity and high costs, resulting eventually in insufficient using of all possibilities, led to extensive research. The product of the research was a specific ITS architecture for tunnels, which was developed using other principles than the principles recommended by the European project KAREN.

Current tunnel systems cannot be described in a simple way because of their complexity. It is therefore necessary to seek a model which will provide an image of the system in a simplified structure and form, which is accessible for all users. The simplification which is developed in the above-mentioned way is a model of a complex system. In our case, architecture of a tunnel system is the model.

A tunnel system is a typical traffic telematics system because, apart from its primary function in the field of traffic, it must secure reasonable illumination, good ventilation, safe operation etc. It is therefore a heterogeneous system consisting of several subsystems, each of which performs its own macrofunction. All macrofunctions then perform a single target function, which can be expressed in a simplified way as “securing fluent and safe operation for tunnel users, minimising ecological loads and optimising operating costs”.

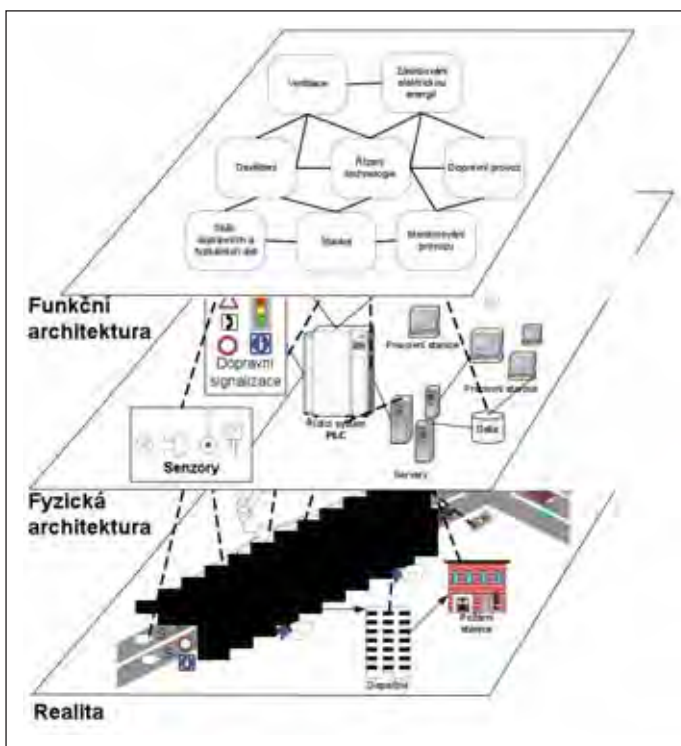
The following definition is applicable to the tunnel system architecture:

Tunnel system architecture, in terms of traffic telematics, describes a tunnel on the basis of user needs in the form of a comprehensive model comprising functional, informational, physical, organisational and telecommunications pragmatic models.

The following picture shows the transition from a real tunnel to an abstract description by means of the architecture. In the lowest course, the tunnel is introduced in a way as it appears to a common user. It is formed by the civil engineering part consisting of the tunnel body, the roadway passing through the tunnel and related buildings.

The second course comprises physical equipment ensuring the execution of traffic, safety and technology-related processes in the tunnel, such as distribution substations, a ventilation system, lighting, traffic signs etc.

The highest course is abstract imaging of the functions which must be performed by individual systems so that the functions meet their target function, i.e. safe and fluent passage of the process participants



Obr. 1 Principiální zobrazení přechodu na architekturu systému
Fig. 1 Principal depiction of the transition to the system architecture

Do tunelu se dodává i řada ne-mandatorních subsystémů, které přispívají k cílové funkci, ale nejsou povinné. Jedná se například o měření úsekové rychlosti nebo o měření dodržování vzdálenosti mezi vozidly. Může sem patřit i volitelný požadavek na řízení ventilace podle dopravních parametrů. V rámci OPTUN bylo vytipováno 35 volitelných možností – uživatelských potřeb. Právě pro tyto a jen pro tyto subsystémy je zpracována architektura, čímž se významně redukovala dimenze problému a architektura se stala dostupnou i pro praxi.

Celý postup uživatelské tvorby architektury je schematicky znázorněn na obr. 2. Z něho vyplývá, že je tunel rozdělen na mandatory subsystémy (osvětlení, ventilace apod.). Tato část technologického, dopravního či bezpečnostního vybavení v tunelu musí být, neboť je to dáno normami a technickými podmínkami (v obr. označeno „povinné vybavení“). Příkladem může být akomodační osvětlení nebo pozice a výkony ventilátorů. Pro jejich návrh platí přesné metodické návody.

Pak ale v tunelu může být vybavení, které není jednoznačně požadováno, ale je doporučováno anebo se osvědčilo v jiných tunelech. Toto vybavení, které požaduje investor (budoucí provozovatel, bezpečnostní technik, složky IZS apod.), je označeno jako uživatelská potřeba UP.

Nový přístup k tvorbě architektury byl úspěšně zaveden do praxe, neboť byly vytvořeny web stránky, které umožňovaly jakémukoli vzdálenému účastníkovi si vytvářet svou architekturu tunelového systému, což mělo významné dopady do praxe, neboť i méně zavedení investoři mohli kontrolovat, zda je tunel navrhován optimálně a není předražován.

Na obrázku 3 je první stránka web aplikace, na které je seznam uživatelských potřeb. Z nich si uživatel vybere ty, které chce mít v tunelu, a systém mu automaticky generuje seznam všech funkcí, které zajistí realizaci vybraných potřeb. V dalším kroku dostává uživatel i seznam všech informačních toků.

O novém přístupu k návrhu tunelových systémů bylo předneseno několik příspěvků, například i na světovém tunelářském kongresu ITA-AITES WTC Podzemní stavby – 4. dimenze metropolí v Praze v roce 2007.

through the tunnel. The model of the processes is formed by the tunnel system architecture. The concept of the creation of the tunnel architecture was an object of the OPTUN project research because of an opinion that the procedure recommended in the KAREN program did not lead to practical results.

There are even many non-mandatory subsystems used in tunnels, which contribute to the target function, for example the section speed measurement or measurement of observance of safe distance between vehicles. Even the optional requirement for controlling the ventilation system according to traffic parameters can belong among these subsystems. There have been 35 options – user needs - selected within the framework of the OPTUN project. The architecture has been developed exclusively for these subsystems, thus the dimension of the problem has been significantly reduced and the architecture has become available even for practice.

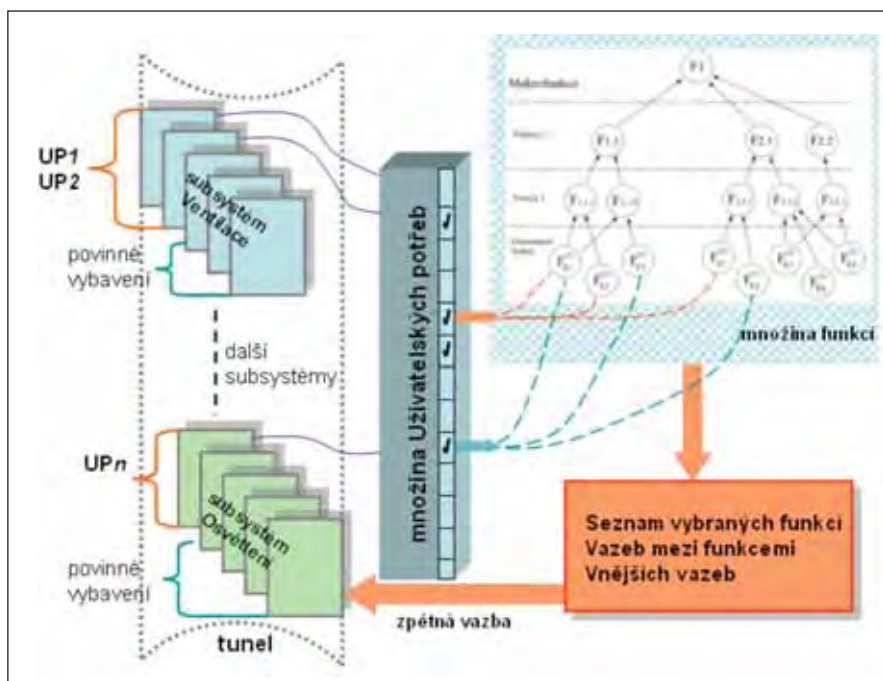
The entire process of developing the architecture by users is schematically represented in Fig. 2. It follows from the picture that a tunnel is divided into n mandatory subsystems (Lighting, Ventilation etc.). This mandatory part of the technological, traffic-related or safety equipment has to be installed inside the tunnel because it is prescribed by standards and technical specifications (marked in the picture as “mandatory equipment”). The accommodation illumination or positions and capacity of fans can be examples of the mandatory equipment. There are strict methodical instructions for designing this equipment.

Apart from the mandatory equipment there can be equipment in the tunnel which is not unambiguously prescribed, even though it is recommended or acquitted itself in other tunnels. This equipment, which is required by the project owner (the future operator, safety engineer, units of the Integrated Rescue System etc.) is marked as User Needs UN.

The new approach to the architecture development has been successfully introduced into practice owing to the creation of web pages allowing any remote participant to develop his own architecture of the tunnel system, which had significant impacts on the practice because even less informed owners could check whether a tunnel is being designed in an optimal way and is not being overcharged.

The following picture (Fig. 3) presents the first page of the web application, containing the list of user needs. A user selects from them the needs he wishes to be fulfilled in the tunnel. The system then automatically generates a list of all functions which will ensure that the selected needs are met. In the next step, the user even receives a list of all information flows.

The new approach to designing tunnel systems was dealt with in several papers read, for example, at the ITA-AITES World Tunnel



Obr. 2 Principiální schéma tvorby architektury
Fig. 2 Principal scheme of the architecture development



Obr. 3 Základní obrazovka web aplikace s přehledem uživatelských potřeb
Fig. 3 Basic web application screen showing the list of User Needs

2. OPTIMALIZACE VĚTRÁNÍ TUNELŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ

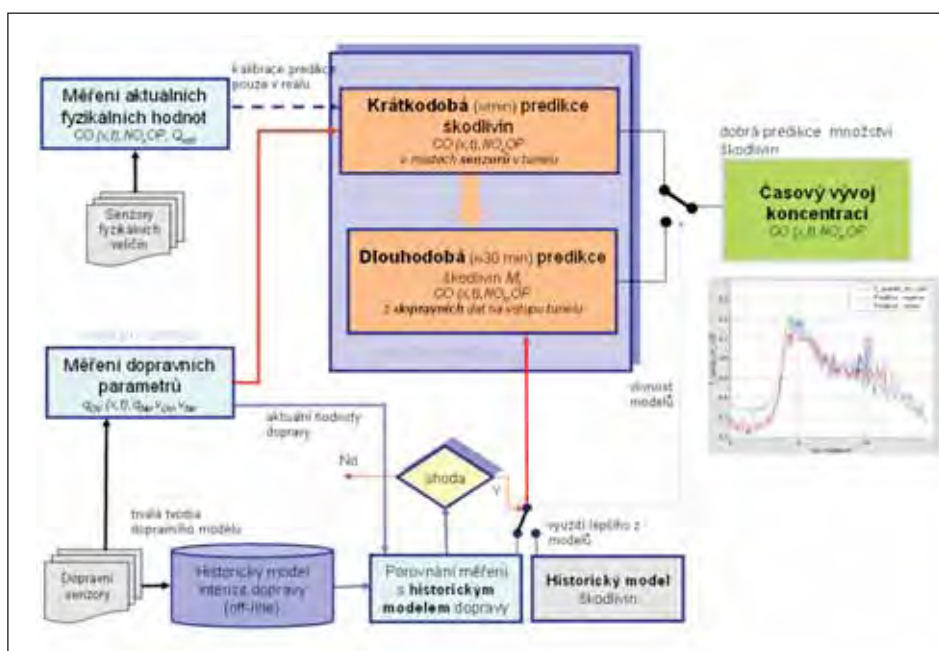
Tunely na pozemních komunikacích patří k nejvýznamnějším dopravním dílům. V předchozí kapitole byl naznačen přístup, jak optimálně vybavit tunel, aby se minimalizovaly investiční náklady. Značnou ekonomickou zátěž představuje i provozování tunelu. Ekonomické vyhodnocování provozních nákladů několika tunelů (OPTUN, 2005) ukázalo, že se ventilace podílí 50–70 % na celkové spotřebě.

Dosud používané přístupy k řízení ventilace mají dvě hlavní nevýhody. První znamená, že ventilační systém je navrhován vždy pouze pro statický stav, tj. například pro hodinové intenzity vozidel a vůbec nezachycuje dynamiku provozu, což může mít velký vliv u delších tunelů. V praxi to znamená, že ventilace je navržena například pro 1900 vozidel za hodinu, čemuž odpovídá pravidelný odstup vozidel cca 9,5 m. Výpočetní metody selhávají, pokud se má řešit případ, kdy tunelem projede shluk 50 vozidel, pak 5 minut nejede nic a zase následuje jiný shluk vozidel.

Druhá nevýhoda souvisí s technologií měření škodlivin výhradně používaných jako vstupních hodnot do regulace. Pro měření oxidu uhelnatého (CO) a opacitu se používají extrémně drahé měřiče umístěvané ve dvou, maximálně ve třech místech tunelu. Ty pak mají šanci zachytit pouze ty škodliviny, které jsou v jejich bezprostřední blízkosti. Vůbec nebo s velkým časovým zpožděním jsou schopny zachytit zastavení vozidel v koloně (pokud kolona nestojí přímo u čidla).

Základní myšlenkou nového přístupu řešeného v rámci projektu OPTUN je řízení ventilace podle dopravních dat a pokud možno vyloučit drahé a nespolehlivé měření škodlivin. Vozidla produkují škodliviny, a pokud se podaří najít vztahy mezi měřeními dopravními parametry a reálnými hodnotami škodlivin, bude možné řídit ventilaci pomocí hodnot intenzity a rychlosti.

Pro modelování objemu škodlivin byly použity různé modely, z nichž nejspolehlivějším je hybridní model, jehož logika je dobře patrná z obr. 4.



Obr. 4 Hybridní model pro odhadování škodlivin
Fig. 4 Pollution detecting hybrid model

Congress on Underground Constructions – 4th Dimension of Metropolises, Prague 2007.

2. OPTIMISATION OF A ROAD TUNNEL VENTILATION SYSTEM

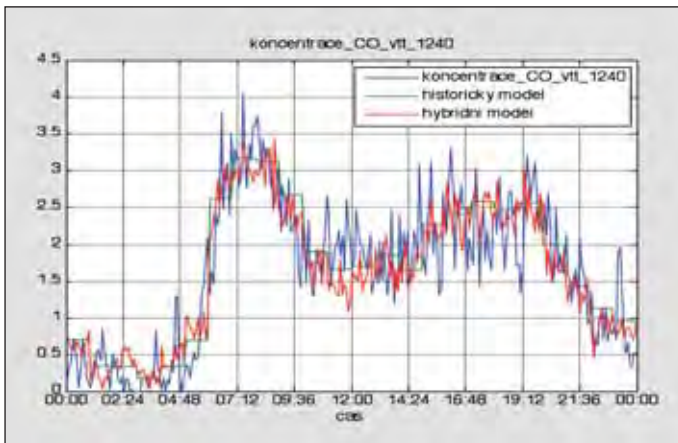
Road tunnels belong among the most important transport-related civil engineering works. The preceding chapter outlined the approach to optimally designing tunnel equipment so that investment costs are minimised. Another significant economic load follows from the tunnel operation. Economic assessments of operating costs at several tunnels (OPTUN, 2005) proved that ventilation contributes 50-70% to the total consumption.

The approaches to the ventilation control which have been used till now have two main disadvantages. The first one means that a ventilation system is always designed only for a static condition, for example for an hourly traffic flow, which does not allow for the traffic dynamics. This may have significant influence when longer tunnels are being designed. In practice, this means that a ventilation system is designed, for example, for 1900 vehicles per hour, which corresponds to a regular vehicle separation distance of about 9.5m.

Calculation methods fail if a case is to be solved where a bunch of 50 vehicles passes through a tunnel, then there is a 5-minute break and then another bunch of vehicles follows.

The other disadvantage is associated with the pollution measuring equipment, the outputs of which are used as input values for the regulation. Extremely expensive measuring devices are used for measuring carbon monoxide (CO) and opacity. They are installed in two or maximum three locations in the tunnel. These sensors can register only the pollutants which are found in the immediate vicinity of them. They are not able to register stopping of vehicles in a column (unless the column stops directly at the sensor) or they register it with a long delay.

The basic idea of the new approach being solved within the framework of the OPTUN project is that ventilation is to be controlled in accordance with traffic data and expensive and unreliable measuring of pollution is to be excluded where it is possible. Vehicles produce pollutants; when we manage to find relationships between the measured traffic parameters and real values of pollution, we will be



Obr. 5 Výsledky odhadů hybridního modelu v porovnání s reálným měřením CO (modře)

Fig. 5 Results of the hybrid model estimations compared with real CO concentration measurements (blue)

Výstupy, které potvrzují správnost navrženého modelu, jsou v ukázkě odhadů škodlivin na obr. 5. Zde ukazuje modrý průběh skutečně měřenou hodnotu CO ve východní tunelové troubě tunelu Mrázovka (čidlo 1240) po 24 hodin. Zelený průběh je historický model škodlivin. Ten je vytvářen pouze dlouhodobým průměrováním stejného dne v týdnu. Zde je patrné, že se model v principu neliší a pouze pro některé konkrétní časové okamžiky se liší od momentálního znečištění.

Červená čára potom kombinuje výstupy historického modelu s odhady škodlivin z dopravního proudu. Protože je zde dobrá korelace mezi modelem dopravy a produkcí škodlivin, je zde dobrá shoda se skutečností, jak ukázaly i statistické testy uvedené ve výzkumné zprávě.

2.1 Modelování koncentrace škodlivin

Pro tvorbu vlastního modelu koncentrací škodlivin v tunelu byl hlavní důraz kladen na vystižení dynamiky procesu, jinými slovy na sledování, co se stane, když projíždějí shluky vozidel nebo pokud se doprava v tunelu zastaví kvůli dopravnímu excesu.

Po poměrně složitých úvahách a řadě experimentů, kdy byla nejprve snaha popsat dynamiku šíření vozidel v tunelu v analytické podobě, bylo zjištěno, že nejsou matematické nástroje, které by

able to control ventilation by means of the values of traffic flow and velocity.

Various models were applied to modelling the volume of pollutants; the most sophisticated of them was a hybrid model, the logic of which is well obvious from Fig. 4.

The outputs confirming that the proposed model is correct are presented in the example of pollution estimation in Fig. 5. In the picture, the blue curve shows the course of the actually measured CO concentration values in the eastern tube of the Mrázovka tunnel (sensor No. 1240) during 24 hours. The green chart is a pollution history model, which is plotted only by calculating long-term averages measured on the same day of a week. It is obvious that the model in principle does not differ or differs from the momentary pollution; it differs only at some particular moments.

The red curve then combines the outputs of the pollution history model with estimations of pollution produced by the traffic flow. Because there is a good correlation between the traffic model and production of pollution there, the agreement with reality is good, as even shown by statistical tests referred to in the research report.

2.1 Pollution concentration modelling

When the model of concentration of pollution in a tunnel was being developed, the main stress was placed on giving a true picture of the process dynamics or, put another way, on observing what happens when bunches of vehicles pass through the tunnel or the tunnel traffic stops because of a traffic incident.

After relatively complicated consideration and numerous experiments, starting with efforts for analytically describing the dynamics of spreading of vehicles through a tunnel, it was found out that there are no tools available allowing quality description of vehicles driving through a tunnel and interactions among them. For that reason AIMSUN was used, a proven, mighty program tool, which registers detailed movement of vehicles along a given route by means of microsimulation. The simulation has psychomotoric models incorporated in it, therefore vehicles overtake, break and start moving like in reality.

2.2 The pilot test: higher traffic flow rate combined with stopping of a vehicle

Traffic flow rate of 1400 vehicles per hour was chosen for the testing. The AIMSUN program generated vehicles in a pseudorandom manner, as shown in the picture. The simulation lasted for one hour.

An incident was experimentally simulated during the course of the simulation. Vehicle stopping was simulated in one traffic lane, for two minutes. Vehicles started to accumulate before this point.

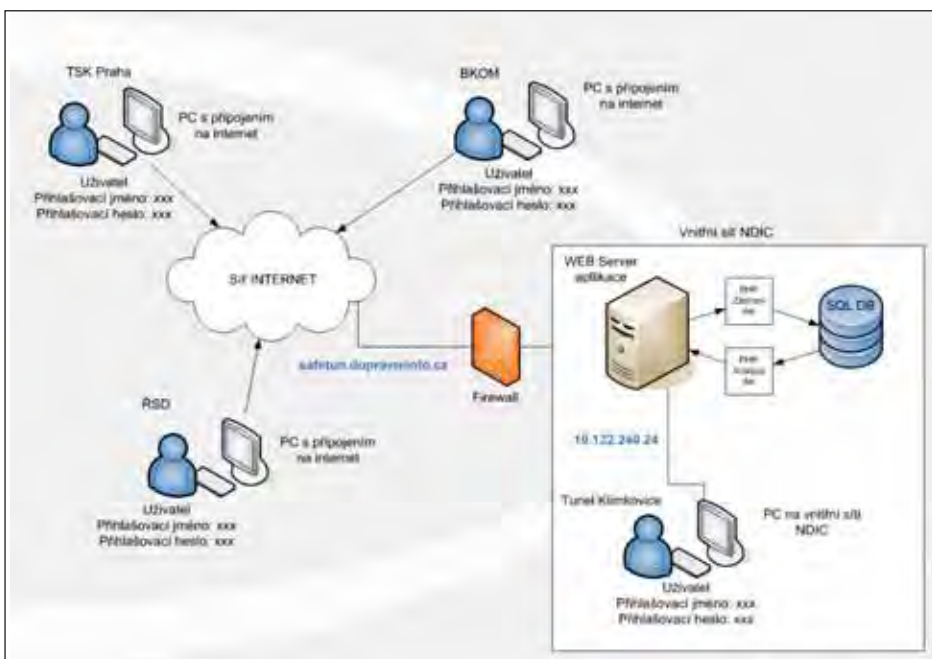
3. AZMUT APPLICATION FOR RECORDING INCIDENTS IN ROAD TUNNELS

The AZMUT application was developed in the framework of the SAFETUN project by ELTODO EG, a.s. in 2008. AZMUT makes recording of incidents in tunnels and creating well-arranged statistical analyses possible. It has been available for the use since 1st January 2009. The need for developing this application was derived from the Directive No. 54/2004/ES, which orders member nations to submit statistics on selected incidents in road tunnels. The application is publicly available on web page <http://safetun.dopravniinfo.cz>.

The application allows on-line recording of incidents in all tunnels in the Czech Republic. It is available to all tunnel operators (Prague Road Administration Department, Brno Roads, Road and Motorway Directorate of the Czech Republic). There are 14 tunnels in total in the system.

An application architecture scheme is shown in the picture (Fig. 6).

The group of companies ELTODO is, in addition, engaged in upgrading technical specifications and standards in the field of



Obr. 6 Nová koncepce řešení automatizovaného zpracování mimořádných událostí
Fig. 6 New concept of solving automated processing of incidents

Přehled zadávaných mimořádných událostí a tunelů v ČR
Summary of incidents to be registered and tunnels in the Czech Republic

***Tunel:**

☐ Bomba

☐ Člověk nebo zvíře v TT

☐ Demonstrace

☐ Jiná

☐ Nadměrné vozidlo

☐ Nehoda

☐ Pomalu jedoucí kolona

☐ Pomalu jedoucí vozidlo

☐ Požár

☐ Vozidlo v protisměru

☐ Výpadek technologie

☐ Zastavení kolony

☐ Zastavení vozidla

☐ všechny

☐ tunel Mrázovka

☐ tunel Hlinky

☐ tunel Hřebeč

☐ Husovický tunel

☐ Jihlavský tunel

☐ tunel Klínkovice

☐ Letenský tunel

☐ tunel Libouchec

☐ tunel Panenská

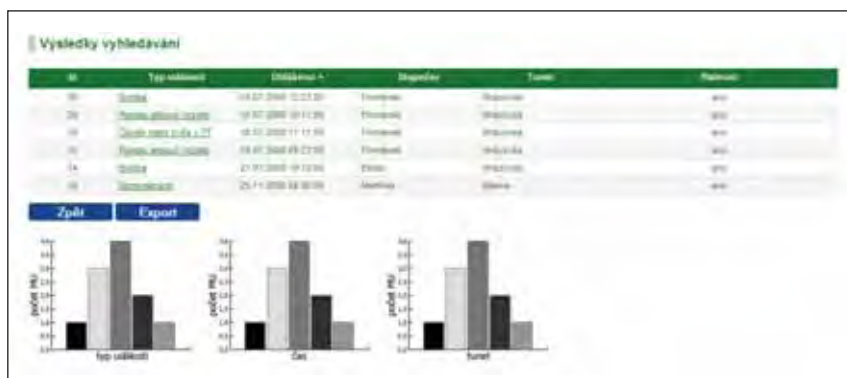
☐ Pisárcecký tunel

☐ Strahovský tunel

☐ Těšnovský tunel

☐ tunel Valík

☐ Zlíchovský tunel



Obr. 7 Zobrazení výsledků hledání mimořádných událostí (pouze ilustrační schéma)
 Fig. 7 Representation of results of searching for incidents (only an illustrative scheme)

Následující ukázka (obr. 8) znázorňuje možnost zadávání mimořádných událostí.
 The following example (Fig. 8) shows an option for entering incidents into the system.

umožňovaly kvalitně popsat jízdu vozidel a interakce mezi nimi. Proto byl použit osvědčený a mohutný programový nástroj AIMSUN, který prostředky mikrosimulace zachycuje detailní pohyby vozidel v dané trase. Simulace má zabudované psychomotorické modely, takže vozidla předjíždějí, brzdí a rozjíždějí se, jako ve skutečnosti.

2.2 Pilotní test: vyšší hustota dopravy se zastavením vozidla

Při provedeném testu odpovídala intenzita dopravy cca 1400 voz.h⁻¹. Program AIMSUN generoval vozidla pseudonáhodně. Simulace probíhala po dobu jedné hodiny.

V průběhu simulace byla pokusně na 2 minuty v tunelu simulována v jednom jízdním pruhu mimořádná událost spočívající v zastavení vozidla. Auta se začala hromadit před tímto místem.

3. APLIKACE PRO ZÁZNAM MIMOŘÁDNÝCH UDÁLOSTÍ V SILNIČNÍCH TUNELECH AZMUT

V rámci projektu SAFETUN byla společností ELTODO EG, a. s., v roce 2008 vyvinuta a od 1. ledna 2009 zprovozněna aplikace pro automatizovaný záznam mimořádných událostí v tunelech s možností tvorby přehledných statistických analýz. Potřeba tvorby této aplikace byla dána direktivou 54/2004/ES, která nařizuje členským státům předávat EU statistiky o vybraných mimořádných událostech v silničních tunelech. Aplikace je veřejně přístupná na webu <http://safetun.dopravniinfo.cz>.

Aplikace umožňuje záznam mimořádných událostí on-line ve všech tunelech ČR pro všechny správce tunelových staveb (Technická správa komunikací hl. m. Prahy, Brněnské komunikace, Ředitelství silnic a dálnic ČR). Jedná se celkem o 14 tunelů.

Schéma architektury aplikace znázorňuje schéma na obr. 6.

Skupina ELTODO se rovněž věnuje i aktualizaci technických podmínek a standardů v oblasti silničních tunelů. V poslední době úspěšně obhájila dvouleté úsilí na aktualizaci technických podmínek TP154 Provoz, správa a údržba tunelů na pozemních komunikacích. Druhé vydání TP154 je distribuováno společností ELTODO EG, a. s.

ING. ZDENĚK PLIŠKA, pliskaz@eltodo.cz,
 ELTODO EG, a. s.,
 PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribyl@fd.cvut.cz,
 ČVUT Fakulta dopravní

Recenzoval: Ing. Miroslav Novák

Safetun

Události Úložiště

Banka:
 Tunelové trouby:
 Nevybráno

Typ události:
 Nevybráno

Doba trvání události:
 Od: h min Do: h min

Poloha události:
 km

Identifikace události:
 Způsob detekce:
☒ Automaticky
☐ Dopravní
☐ ÚZV
☐ Jiná

Průběh řešení události:
 Doba uzavření: ☐ část tunelové trouby ☐ celá tunelové trouby ☐ Reuzerferns ☐

Od: h min
 Do: h min

Čas nástupu ÚZV: h min
 Čas příjezdu:
 - Místní police: h min
 - Policie: h min
 - HZS: h min
 - ZZS: h min

Popis události:
 Počet příjezdů ovládnutých vozidel:
 Délka kolony: (počet nepřijetých ovládnutých vozidel)

Obr. 8 Formulář pro zápis mimořádných událostí
 Fig. 8 The form for entering data on incidents

road tunnels. Recently it successfully defended the result of its two-year effort to upgrade the Technical Specifications TS 154 "Operation, Administration and Maintenance of Road Tunnels". Second edition of the TS 154 is distributed by ELTODO EG, a.s.

ING. ZDENĚK PLIŠKA, pliskaz@eltodo.cz, ELTODO EG, a. s.,
 PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribyl@fd.cvut.cz,
 ČVUT Fakulta dopravní

BETONÁŽ SEKUNDÁRNEHO OSTENIA A POUŽITÉ STROJNO-TECHNICKÉ VYBAVENIE TUNELA SOKP 513

CASTING OF SECONDARY LINING AND MECHANICAL EQUIPMENT USED FOR THE TUNNEL IN LOT 513 OF THE PRAGUE CITY RING ROAD

RASTISLAV KRAVČÁK, MARTIN PODOLÁK

ÚVOD

Základné údaje o stavbe 513 cestného okruhu kolem Prahy (ďalej SOKP 513) a jej význame boli už viackrát publikované a odborná ako aj laická verejnosť je s nimi určite dobre oboznámená. V krátkosti si pripomeňme, že ide o jednu z najočakávanejších stavieb na území ČR. Cieľom tohto príspevku je priblížiť priebeh a technické zaujímavosti betonáže sekundárneho ostenia tunela. Dnes, keď sa práce na projekte blížia k svojmu záveru, je tak najvhodnejší čas pripomenúť si to najdôležitejšie z obdobia výstavby. Aktuálne je projekt v štádiu montáže technologického vybavenia a v rámci stavebnej časti sa realizujú už len dokončovacie práce úzko súvisiace s technológiou.

TECHNICKÉ ÚDAJE O STAVBE

Súčasťou stavby SOKP 513 Vestec–Lahovice, ktorej dĺžka je 8,3 km, je aj tunel, ktorý pozostáva z dvoch tunelových rúr, dvoch prejazdnych priečných prepojení, šiestich priečných prepojení, prevádzkovo-technického objektu (PTO) Komořany, PTO Cholupice a výdušného a nasávacieho objektu (NOUZOV). Trasa tunela stúpa cca 4 % smerom od Komořan k Cholupiciam. Výška nadložia sa pohybuje v rozmedzí 15 až 45 m.



Obr. 1 Celková situácia stavby
Fig. 1 Overall layout of the construction

Tab. 1 Objekty tunela SOKP 513

SO 602 Razený tunel – dvojpruhový	1675,7 m
SO 603 Razený tunel – trojpruhový	1680,0 m
SO 604 Priečne prepojenia tunelových rúr	8 ks
SO 605 Pravý hĺbený tunel Komořany – trojpruhový	171,0 m
SO 606 Ľavý hĺbený tunel Komořany – štvorpruhový	173,5 m
SO 607 Pravý hĺbený tunel Cholupice – dvojpruhový	72,0 m
SO 608 Ľavý hĺbený tunel Cholupice – trojpruhový	85,0 m
SO 609 Výduchový a nasávací objekt Nouzov	

Tunel je budovaný podľa zásad Novej rakúskej tunelovacej metódy – NRTM, pričom razenie bolo realizované alternatívne vrtno-trhavinovou technológiou alebo mechanickým rozpojovaním pomocou tunelového bagra. Na zaistovanie výrubu boli použité vystužovacie prvky v zhode s výrubovými triedami Va, VI, a III. Primárne ostenie pozostáva zo striekaného betónu, oceľovej mrežoviny, priehradových oblúkov ARCUS a hydraulicky upínaných svorníkov. Na zaistenie predpolia sa v mieste

INTRODUCTION

Basic data on the construction and its importance has already been published in several TUNEL issues. Let us briefly note that this is one of the highest anticipated projects of international importance in the Czech Republic. The objective of this paper is to give the readers an idea of the course and technical background of casting of the secondary tunnel lining and the mechanical equipment used. Today, when the work on the project is nearing completion, it is the most suitable time to remind us of the most important things from the construction period. Currently, the project is in the equipment installation stage. The civils works comprise only finishing activities closely associated with the tunnel equipment.

TECHNICAL DATA ON THE CONSTRUCTION

Part of the 8.3km long construction lot 513 of the Prague City (external) Ring Road (hereinafter referred to as PCRR 513) between the municipalities of Vestec and Lahovice is a twin-tube tunnel. The PCRR 513 tunnel consists of two tunnel tubes, 2 cross passages passable for vehicles, 6 cross passages for pedestrians, the Komořany service building, the Cholupice service building and an exhaust and sucking ventilation structure (Nouzov). The tunnel alignment ascends at about 4% in the direction from Komořany toward Cholupice. The cover thickness ranges from 15 to 45m.

Table 1 PCRR 513 structures

SO 602 Mined tunnel - double-lane	1675.7m
SO 603 Mined tunnel – triple-lane	1680.0m
SO 604 Mined cross passages	8
SO 605 Right cut and cover tunnel Komořany – triple-lane	171.0m
SO 606 Left cut and cover tunnel Komořany – quadruple-lane	173.5m
SO 607 Right cut and cover tunnel Cholupice – double-lane	72.0m
SO 608 Left cut and cover tunnel Cholupice – triple-lane	85.0m
SO 609 Exhaust and sucking structure Nouzov	

The tunnel has been built according to the NATM principles, with the rock disintegration by drill and blast or a tunnel excavator. The excavation support elements for classes Va, IV and III were used. The primary lining consists of shotcrete, welded mesh, ARCUS lattice girders, hydraulically expanded rock bolts and IBO anchors. The pre-portal area was stabilised by 12m long steel micropiles 114mm in diameter. The contractor for the civil engineering part of the tunnel is SKANSKA BS, with SUBTERRA as a sub-contractor and BETON BOHEMIA ZL as a contractual partner for testing of concrete structures. The detailed design was carried out by IKP Consulting Engineers, who designed the geometry of the lining, dimensions and shape of reinforcing bars, cross passages etc. The construction work itself started in July 2006. March 2008 saw the beginning of casting of the final lining of cut and cover tunnel sections, passing continually into the mined tunnel section. The civils part of the tunnel was completed in November 2009.

REQUIREMENTS FOR THE FINAL LINING CONCRETE

The final lining of the tunnel on the PCRR 513 was designed for the entire tunnel length in reinforced concrete. The lining must reliably support the excavation throughout the tunnel life, the length of which is usually designed for one hundred years. During this time it should withstand all types of originating loads without losing its loading capacity, exhibit sufficient rigidity so that deformations

zarazenia tunela použili oceľové mikropilóty $\varnothing$ 114 dĺžky 12 m. Zhotoviteľom stavebnej časti tunela je SKANSKA BS a zmluvným partnerom pre skúšobnú činnosť betónových konštrukcií je firma BETON BOHEMIA ZL. Spracovateľom realizačnej projektovej dokumentácie bola projektová, konzultačná a inžinierska firma IKP Consulting Engineers, ktorá spracovala návrh ostenia, dimenzovala a navrhla výstuž, riešenie priečných prepojení atď. Samotné práce na výstavbe tunela začali v júli 2006. V marci 2008 sa začalo s betonážou definitívneho ostenia hlbenej časti tunela, ktorá kontinuálne pokračovala v razenej časti. Tunel bol po stavebnej časti ukončený v novembri 2009.

POŽIADAVKY NA BETÓN DEFINITÍVNEHO OSTENIA

Definitívne ostenie tunela SOKP 513 bolo navrhnuté v celej dĺžke z vystuženého betónu. Ostenie musí spoľahlivo zaisťovať výrub po celú dobu životnosti diela, ktorá sa stanovuje spravidla na sto rokov. V priebehu životnosti by malo ostenie prenášať všetky vzniknuté zaťaženia, bez toho aby došlo k vyčerpaniu únosnosti a zároveň vykazovať dostatočnú tuhosť, aby sa jeho deformácie pohybovali v limitovaných hraniciach.

Pre nosné železobetónové konštrukcie boli ďalej stanovené tieto požiadavky:

- technické požiadavky na zložky betónu, vlastnosti čerstvého a vyzretého betónu, ich overovanie, doprava, dodávanie, ukladanie, ošetrovanie a postupy pri kontrole kvality, sa musia riadiť ustanoveniami ČSN EN 206-1 a kap. 18 TKP, čl. 18.4., ZTKP a TKP;
 - minimálna trieda pevnosti C30/37;
 - odolnosť voči prostrediu XD3, XF4 (podľa ČSN EN 206-1);
 - vodotesnosť betónu – stredná hĺbka vodotesnosti 20 mm pri skúške podľa ČSN EN 12390-8;
 - odolnosť betónu voči zmrazovaniu a rozmrazovaniu: odpad 1000 g/m² pri 75 cykloch podľa ČSN 731326;
 - požadované pevnosti v tlaku vo vrchole klenby pre oddebenie boli stanovené v projekte minimálne na 3 MPa a doba na oddebenie na 10–14 h;
 - maximálna teplota ostenia pri jeho realizácii a tvrdnutí betónu nesmie prekročiť 45 °C;
 - povolená tolerancia sekundárneho ostenia $\pm$ 50 mm od teoretického vnútorného obrysu;
 - rovnosť plochy vnútorného povrchu ostenia bola daná toleranciou $\pm$ 20 mm na dĺžku 12 m;
 - podľa ČSN 737507 je požadovaná požiarne odolnosť definitívneho ostenia 180 D1 pri skúške na celulózuovú teplotnú krivku (ČSN EN 1364-1 kap.10–13);
 - povrch musí byť homogénny, rovnomerne uzavretý a hutný.
- Zloženie betónovej zmesi by malo byť také, aby bola dosiahnutá dobrá spracovateľnosť, požadovaná doba oddebenia, predpísané pevnosti pri oddebení, aby nevznikali trhliny a betón mal predpísané vlastnosti.

Tab. 2 Požiadavky na druh betónu pre jednotlivé konštrukcie

Sekundárne ostenie	Druh betónu
spodná klenba	C 30/37 – XA1
základové pásy	C 30/37 – XA1
horná klenba	C 30/37 – XF4, XD3
Ďalšie betónové konštrukcie	
podkladové a výplňové betóny	C12/15 X0
obetónovanie potrubí a chráničiek z prostého betónu	C12/15 X0
štrbinové žľaby z betónových prefabrikovaných dielcov	C 35/45 – XF4, XD3

ZÁKLADNÉ VARIANTY DEBNENIA TUNELOVÝCH OSTENÍ

Od začiatku si zhotoviteľ Skanska BS a. s. uvedomoval ekonomickú a technickú náročnosť betonáže protiklenby a sekundárneho ostenia. Dôvodom boli hlavne zmeny profilov, ktoré si vyžadovali rozdielne debniace vozy. Preto boli oslovení viacerí výrobcovia debniacich vozov, ktorí ponúkli svoje riešenia. Na základe výberového konania bola vybraná spoločnosť CIFA S. p. A., ktorá navrhla debniace vozy s adaptáciou geometrie profilu. Dodávka obsahovala tieto debniace vozy:

- debnenie protiklenby na betonáž hlbenej časti komořanského portálu;

remain within the limits in terms of the structural action and geometry, and ensure reliable protection of the internal space.

The following requirements were specified for the load-bearing reinforced concrete structures:

- technical requirements for concrete components, properties of fresh and hardened concrete, verification of the properties, concrete transport, supply, placement, curing and quality inspection procedures must comply with requirements of ČSN EN 206-1 and Chapter 18 of Technical Specifications, Article 18.4, the Basic Technical Specifications, and the Technical Specifications
- minimum strength class C30/37 (based on the requirement for XF4, XD3 concrete properties)
- environmental resistance XF4, XD3 (according to ČSN EN 206-1)
- water retaining capacity of concrete – medium depth of penetration of 20mm in testing according to ČSN EN 12390-8
- freeze-thaw resistance of concrete – detachment of 1000g/m² at 75 cycles according to ČSN 731326
- compressive strength required for formwork stripping of the vault crown was set at 3MPa as the minimum; the stripping time of 10 – 14 hours was prescribed
- maximum temperature of the lining during the casting and curing must not exceed 45 °C
- allowable tolerance of the secondary lining of $\pm$ 50 mm from the theoretical inner contour
- tolerance for evenness of the inner surface of the lining was set at $\pm$ 20 mm for the length of 12m
- according to ČSN 73 7507, the fire resistance of the final lining 180 D1 is required at testing to the cellulosic time/temperature curve (ČSN EN 1364-1 Chapter10-13)
- the surface must be homogeneous, uniformly closed and dense

The concrete mix composition should be designed with the aim of achieving good workability, the required formwork stripping time and the required strength for stripping so that cracking is prevented and the concrete features the prescribed properties.

Table 2 Requirements for the concrete classes for particular structures

Secondary lining	Concrete class
Invert	C 30/37 - XA1
strip foundation	C 30/37 - XA1
upper vault	C 30/37 - XF4, XD3
Other concrete structures	
blinding concrete; infill concrete	C12/15 X0
concrete surround on pipelines and casings	
in unreinforced concrete	C12/15 X0
curbs and precast slotted drains	C 35/45 – XF4, XD3

The contractor, Skanska BS, realised from the beginning that the casting of the invert and secondary lining was very demanding in terms of economy and technology. The reason was, first of all, changes in cross sections, requiring differing travelling formworks. For that reason several manufacturers of travelling forms were addressed, who offered their solutions. Based on a tender process, CIFA S.p.A. was selected, which offered travelling forms with adaptable geometry of the profile. The supply contract comprised the following travelling forms:

STEEL FORMWORK FOR CASTING OF THE INVERT AND THE CUT-AND-COVER SECTION AT THE KOMOŘANY PORTAL

The formwork was designed as a non-powered, self-supporting travelling structure allowing changes in the cross-section geometry. The cross-section could be modified by adding or dismantling specified segments to four-, three- or double-lane configurations. The form was moved to the casting position by drawing or pushing along a track formed by steel U-sections. The structure was equipped with its own lifting and moving system (rail-mounted chain hoists). Pneumatic winches, anchored ahead of the casting point, were used for the pulling. The formwork had its own electrically powered hydraulic unit with controls. Shutter boards were lifted or retracted by hydraulic cylinders, which were parts of the formwork structure. The formwork had its own compressed-air system for pneumatic vibrators (16 pieces) installed on shutter boards. The formwork structure

- vnútorné oceľové debnenie hornej klenby na trojpruhový a štvorpruhový hĺbený tunel;
- vonkajšie oceľové debnenie hornej klenby na trojpruhový a štvorpruhový hĺbený tunel.

Oceľové debnenie protiklenby na betonáž hĺbenej časti komořanského portálu

Debnenie bolo navrhnuté ako samonosná pojazdná konštrukcia bez pohonu s možnosťou zmeny geometrie profilu. Postupným pridávaním alebo demontážou určených dielcov sa mohlo debnenie upraviť podľa potreby na na štvor-, troj- alebo dvojpruhový variant. Debnenie sa do pozície betonáže presúvalo ťahaním alebo tlačением po dráhe z oceľových U profilov. Konštrukcia mala vlastné zariadenie na ich dvíhanie a presúvanie (retážové pojazdné kladkostroje). Na ťahanie sa používali vzduchové vrátky, ktoré sa kotvili pred betónovaným záberom. Debnenie malo svoj vlastný hydraulický agregát s elektrickým napájaním a ovládacími prvkami riadenia. Dvíhanie a odtahovanie debniacich dosiek sa vykonávalo hydraulickými valcami, ktoré boli súčasťou konštrukcie. Debnenie malo svoj vlastný tlakovzdušný rozvodný systém pre vzduchové vibrátory (16 ks) umiestnené na debniacich doskách. Konštrukcia debnenia sa montovala na vopred pripravenú plochu z betónových panelov, ktorá musela byť v rovine. Technologický postup montáže bol vypracovaný firmou CIFA S. p. A., ktorá vykonávala aj technický dozor. Montážne práce na debnení protiklenby trvali 10 dní v jednozmennej prevádzke so 6 pracovníkmi. Počas celej montáže sa používalo špeciálne náradie a mechanizmy (otočné mobilné plošiny, výškové pracovné plošiny a žeriavy s min. únosnosťou 20 t). Po ukončení montáže bolo debnenie protiklenby prenesené do prvého záberu betonáže pomocou ťažkého žeriavu LIEBHERR 400. Po ustavení debnenia do záberu betonáže sa za pomoci PERI dielcov zadebnili vonkajšie boky záberu a čelá hranolmi hrúbky 10 cm. Betonáž sa vykonávala technológiou každého druhého záberu, ktorý umožňoval rýchlejší postup. Jednotlivé pracovné skupiny sa vzájomne pri práci neobmedzovali. Na dopravu betónu sa použilo čerpadlo Putzmeister s výložníkovým ramenom. Po ukončení betonáže protiklenby debnenie na štvorpruhový hĺbený tunel bolo upravené zmenou geometrie profilu na betonáž trojpruhového hĺbeného tunela. Debnenie bolo v mieste posledného dokončeného záberu po oddebnení pripravené podľa technologického postupu od firmy CIFA S. p. A. na premontovanie. Na zmenu geometrie boli demontované a pridané nové určené diely. Premontovanie debnenia protiklenby zo štvorpruhového na trojpruhové trvalo 5 dní v jednozmennej prevádzke s 5 pracovníkmi. Debnenie bolo do novej pozície trojpruhového hĺbeného tunela prenesené pomocou ťažkého žeriavu LIEBHERR 400. Betonáž protiklenby postupovala rovnakým spôsobom ako v prípade štvorpruhového hĺbeného tunela.

Základné technické údaje:

Maximálne stúpanie a klesanie = 4 %
 Maximálna hmotnosť pojazdného vozíka a pracovnej plošiny = 21 300 kg
 Maximálna hmotnosť debniacich prvkov /12 m/ + čelá + konštrukčný nosník = 11 300 kg
 Vonkajší rozmer pre dvojpruhový tunel aj s prac. lávkami = 12 000 mm
 Vonkajší rozmer pre trojpruhový tunel aj s prac. lávkami = 18 000 mm
 Vonkajší rozmer pre trojpruhový tunel = 19 000 mm
 Vonkajší rozmer pre štvorpruhový tunel = 21 000 mm
 Výkon elektromotora = 5,5 kW
 Napätie = 380 V

SAMOHYBNÉ OCEĽOVÉ DEBNENIE HORNEJ KLENBY NA ŠTVORPRUHOVÝ A TROJPRUHOVÝ HĽBENÝ TUNEL

Zariadenie bolo navrhnuté ako samonosné a samohybné s vlastným hydraulickým pohonom so 4 závesmi hnacích retážových jednotiek. Debnenie sa skladalo z oceľového pojazdu, oceľovej formy (debniace dosky), debnenia presahujúceho na predchádzajúci blok, ukončenia čela debnenia, tlakovzdušného rozvodného systému pre vzduchové vibrátory (80 ks) a systému rozvodu betónu. Pojazd bol portálového typu s výsuvnými hydraulickými nohami a pozdĺžnymi obdĺžnikovými ráhami. Konštrukcia nosníkov časti oceľového debnenia ležala na portáloch debnenia. Kolesá pojazdu sa odvaľovali po koľajniciach, ktoré boli uchytené na základový pás. Pričné vyrovnanie bolo zabezpečené 2 hydraulickými valcami pripojenými k rámu a ku konštrukcii nosníkov. Pojazd bol ďalej vybavený:

- na vertikálny pohyb formy hydraulickými valcami, potrebnými v priebehu osadenia a uvoľnenia debnenia;

was prefabricated on a pre-prepared surface paved with concrete panels, which had to be well levelled up. The assembly procedure design was carried out by CIFA S.p.A, which even provided the supervision over the assembly work. The formwork assembly took 10 days at one-shift operation, with 6 workers. Special tools and equipment were used throughout the assembly time (swinging-jib mobile platforms, manlifts and cranes with the minimum loading capacity of 20t). When the assembly had been finished, the formwork was moved to the first casting position by means a LIEBHERR 400 heavy crane. After setting the formwork in the casting position, the external sides and ends were shuttered by 10x10cm squared logs. The blocks were cast in an alternate manner (every other block), which allowed faster progress - individual work groups did not interfere with one another.

Concrete was transported using a Putzmeister concrete boom pump. When the casting of the invert for the quadruple-lane cut-and-cover tunnel had been finished, the form was modified by changing the cross-sectional geometry to suit the 3-lane cut-and-cover tunnel. After the stripping, the form was prepared for re-assembly at the last completed block of the invert, according to requirements of the technological procedure submitted by CIFA S.p.A. Segments which were specified in the procedure were dismantled and new segments were added. The re-assembly modifying the formwork for the invert from the 4-lane to 3-lane configuration took 5 days, with 5 workers working one shift. The formwork was moved to the new position in the 3-lane cut-and-cover tunnel by means of the Liebherr 400 heavy crane. The invert casting proceeded in the same way as it did in the case of the 4-lane cut-and-cover tunnel.

Basic technical data:

Maximum uphill/downhill gradient = 4 %
 Maximum weight of the travelling carriage + working platform = 21,300kg
 Maximum weight of formwork components (12m) + stop ends + structural beam = 11,300kg
 External dimension for 2-lane tunnel including working floors = 12,000mm
 External dimension for 3-lane tunnel including working floors = 18,000mm
 External dimension for 3-lane tunnel = 19,000mm
 External dimension for 4-lane tunnel = 21,000mm
 Electric motor power = 5.5kW
 Voltage = 380V

SELF-PROPELLED STEEL FORMWORK FOR THE UPPER VAULT OF THE 4-LANE AND 3-LANE CUT-AND-COVER TUNNELS

This formwork was designed as a self-supporting, self-propelled structure with its own hydraulic drive, with four suspensions for drive chain units. The formwork consisted of a steel travelling carriage, a steel form (shuttering plates), shuttering overlapping to the neighbouring block, stop ends, a compressed-air system for pneumatic vibrators (80 pieces) and a concrete distribution system. The travelling carriage was of the gantry type, with extensible hydraulic legs and longitudinal rectangular frames. The structure of beams of a part of the steel shutter lay on the formwork gantries. Wheels of the carriage rolled on rails fixed to strip foundation. Transverse adjustment was possible using 2 hydraulic cylinders connected to the frame and the beams. The travelling carriage was further equipped with:

- hydraulic cylinders allowing vertical movement of the form during the erection or retraction operations
- hydraulic cylinders allowing continuous adjustments of the formwork
- electrohydraulic transmission gear with an oil tank and a pump connected to an electrical motor
- a control board with lever control of operation of all hydraulic cylinders and the carriage motion
- an electric motor switch-on panel with a visual and acoustic safety facility

The working platforms were bolted to the pillars of the formwork. Owing to this system, the access to continuous wedging of skew supports, vibrators, filling tubes and inspection gates (30 pieces) was possible. Concrete was delivered from the pump (Putzmeister BSA 1408-E) to the concrete distributor through a pipeline with swing joints and hinged pipes, which were installed on the upper working



Obr. 2 Ocelové debnenie protiklenby

Fig. 2 Steel formwork for the invert

- hydraulickými valcami priebežnej manipulácie s formou;
- elektro-hydraulickou prevodovkou s olejovou nádržou a čerpadlom s pohonným elektromotorom;
- kontrolným panelom s pákovým ovládaním operácie všetkých hydraulických valcov a pohybu pojazdu;
- panelom spustenia elektromotora s optickým a akustickým signálnym bezpečnostným zariadením.

Pracovné plošiny boli priskrutkované na nosných stĺpoch formy, čo umožnilo prístup k trvalému klinovaniu šikmých podpier, k vibrátorom a k plniacim rúram ako aj ku kontrolným oknám (30 ks). Prívod betónu z čerpadla (Putzmeister BSA 1408-E) k betónovému rozdeľovaču bol zabezpečený potrubím spojeným kĺbmi a kľbovými rúrami umiestnenými na hornej pracovnej plošine. Betonovací vozík sa pohybom po koľajniciach sám prestavil na miesto plnenia formy.

Ocelové debnenie bolo rozdelené na 4 prstence šírky 3 m, všetky s plášťom hrúbky 8 mm. Debnenie vložným alebo demontážou určených dielcov mohlo meniť geometriu zo štvorpruhového na trojpruhový profil. Prvotná montáž debnenia bola urobená pre hĺbenú časť štvorpruhového tunela. Montáž sa vykonávala podľa technologického postupu za účasti technického dozoru od firmy CIFA S. p. A. a prebiehala nepretržite 41 dní. Zúčastnilo sa jej 8 pracovníkov v jednozmennej prevádzke. Mechanizmy pre montáž boli rovnaké ako v predchádzajúcom prípade. Debnenie sa montovalo na vopred pripravenú plochu z betónových panelov, ktoré boli uložené a ustavené vo výške bankiet.

Po ukončení montáže sa debnenie vlastným pohonom presunulo panelovými pruhmi na bankety protiklenby, po ktorých pokračovalo do prvého záberu betonáže. V novom zábere sa ustavilo podľa technologického postupu betonáže. Ukončením betonáže štvorpruhového hĺbeného tunela sa debnenie previezlo na pripravenú montážnu plochu pred tunel, kde sa vykonala premontovanie na trojpruhový razený tunel. Premontovanie debnenia zo štvorpruhového variantu na trojpruhový prebiehala podľa dodaného technologického postupu 26 dní s 8 pracovníkmi v jednozmennej prevádzke. Použité mechanizmy boli rovnaké ako pri montáži s výnimkou ťažkého žeriavu LIEBHERR 150 aj pri demontáži horných dielcov formy dĺžky 12 m a hmotnosti cca 16 t. Na prerobené debnenie boli na jednej strane primontované pomocné predlžovacie nohy, ktoré umožnili debneniu presun do nového postavenia v razenej časti trojpruhového tunela. Pred prvým záberom v razenom trojpruhovom tuneli sa pomocné predlžovacie nohy odstránili a debnenie za pomoci dočasných bankiet vošlo do razeného tunela, kde pokračovalo v betonáži.

Základné technické údaje:

Maximálne stúpanie a klesanie = 4 %
 Celková hmotnosť pojazďového agregátu = 46 700 kg
 Celková hmotnosť foriem, pracovných polí, ukončenia debnenia = 102 700 kg
 Vnútorný polomer trojpruhového tunela po betonáži = 5000 mm
 Vnútorný polomer štvorpruhového tunela po betonáži = 7000 mm
 Pričné naklonenie = ± 300 mm
 Maximálna hrúbka betonáže pre štvorpruhový tunel = 800–1000 mm

platform. The concreting carriage moved along the rails and repositioned itself to respective casting points.

The steel form was divided into four rings, each 3m wide, all with 8mm thick skin. Geometry of the formwork could be converted from the quadruple-lane to triple-lane configuration by inserting or dismantling specific segments. The initial assembly of the form was in the configuration for the cut-and-cover part of the 4-lane tunnel. The assembly was performed according to a technological procedure, in the presence of a technical supervisor of CIFA S.p.A.. Eight workers worked on the assembly continuously for 41 days, at one-shift operation. Equipment used for the assembly was the same as that mentioned above. The formwork was assembled on a pre-prepared surface paved with concrete panels, which were laid at the level of benches.

When the assembly had been completed, the formwork moved on panel strips, using its own propulsion, to invert benches to proceed on them to the first casting block. It was positioned in the new location according to the concrete casting technological procedure. After completing the casting of the 4-lane cut-and-cover tunnel the formwork was transported to an assembly area in front of the tunnel, where it was reassembled to the the 3-lane mined tunnel configuration. The formwork reassembly from the 4-lane to the 3-lane configuration was carried out according to the technological procedure provided by CIFA. It took 24 days with 8 workers working at one-shift operation. Equipment used for the assembly was the same as that used for the assembly, with the exception of the heavy crane Liebherr 150 required for dismantling of 12m long upper segments of the form, weighing about 16t. Auxiliary extending legs were fixed to the re-fitted formwork, which allowed the shifting of the formwork to the new position in the mined section of the 3-lane tunnel. The extending legs were removed before the initial block in the mined 3-lane tunnel and the formwork entered, by means of the benches, the mined tunnel to continue with the casting.

Basic technical data:

Maximum uphill/downhill gradient = 4 %
 Overall weight of the travelling carriage = 46,700kg
 Overall weight of forms, work fields, stop ends = 102,700kg
 3-lane tunnel – internal radii after casting = 5000mm
 4-lane tunnel – internal radii after casting = 7000mm
 Transverse incline = ± 300 mm
 Maximum casting thickness for 4-lane tunnel = 800-1,000mm
 Maximum casting thickness for 3-lane tunnel = 400mm
 Maximum advance rate = 7 m/min
 Electric motor power = 30kW
 Voltage = 380V

SELF-PROPELLED STEEL FORMWORK FOR THE UPPER VAULT OF THE QUADRUPLE-LANE AND TRIPLE-LANE TUNNELS

The external formwork for the cut-and-cover tunnel was designed as an adaptable structure (through dismantling and adding specified segments), for the use on the 4 and 3-lane cut-and-cover sections of the tunnel. The facility consisted of the following parts:

- external steel formwork -12m long
- a steel sheet collar enabling the connection of the formwork to the preceding casting block
- a front end structure (stop end) closing the formwork before casting

The steel form consisted of 2 parts; each part was divided into eight 1.5m long segments. Each steel segment consisted of two upper parts, one central part and two bottom parts; all of them had a 6mm thick steel skin. The connection between the main parts of the formwork, the central part and smaller parts was secured by flanges. The external forms (2 pieces) were connected with one another by a bridge structure, which was connected to the forms in the central position by means of telescopic braces in hinges. The braces were secured by locks in frames. There were handles on the frames, with holes for hinges of 800mm extending hydraulic cylinders. There were work platforms and ladders allowing movement on the formwork structure. A hydraulic system control panel was fixed to the work platform by tie rods. Support legs forming the carriage of the steel formwork were designed to allow the transport and rough setting in position in the end position of the rear part and at the front end. There were 4 self-propelled units with chain gears mounted on

Maximálna hrúbka betonáže pre trojpruhový tunel = 400 mm
 Maximálna rýchlosť posuvu = 7 m/min.
 Výkon elektromotora = 30 KW
 Napätie = 380 V

SAMOHBNE VONKAJŠIE OCELOVÉ DEBNENIE HORNEJ KLENBY NA ŠTVORPRUHOVÝ A TROJPRUHOVÝ TUNEL

Konštrukcia vonkajšieho debnenia hĺbeného tunela bola navrhnutá ako adaptabilná (demontážou a pridaním určených dielcov) na použitie v štvorpruhovom a trojpruhovom hĺbenom tuneli. Zariadenie sa skladalo z nasledujúcich častí:

- oceľová forma vonkajšieho debnenia (12 m dlhá);
- plechový golier pre napojenie debnenia na predchádzajúci záber;
- predná konštrukcia (čelo) na uzatvorenie formy pred betonážou.

Oceľová forma mala 2 časti, každá časť bola rozdelená do 8 segmentov dĺžky 1,5 m. Každý oceľový segment formy sa skladal z dvoch horných častí, jednej centrálnej časti a z dvoch spodných častí, všetky s oceľovým plášťom hrúbky 6 mm. Spojenie medzi hlavnými časťami debnenia, centrálnou a menšími zabezpečovali príruby. Formy vonkajšieho debnenia (2 ks) boli navzájom spojené mostovou konštrukciou pripojenou v strednej polohe teleskopickými rozperami v klboch, rozpery istili zámky v rámoch. Na rámoch boli závesy hydraulických valcov výsuvu 800 mm. Ďalej sa na konštrukcii debnenia nachádzali pracovné plošiny s lávkami a rebríkmi, ktoré zabezpečovali pohyb pracovníkov po konštrukcii debnenia. Ovládací panel hydraulického systému bol ku pracovnej plošine uchytený spojovacími tyčami. Na dopravu a hrubé nastavenie oceľového debnenia do záberu betonáže v krajnej polohe zadnej časti a prednej polohe slúžila konštrukcia podporných nôh tvoriaca vozík debnenia. Na podporných nohách sa nachádzali namontované 4 samohybne skupiny s reťazovým prevodom, každá z nich bola zložená z kolesa s dvojítm lemom. Na ďalšie ustavenie sa používali 4 hydraulické valce s výsuvom 180 mm uchytené v závesoch umiestnených na nohách vozíka a pripojených čapmi v posuvných častiach nôh so samohybnými skupinami.

Oceľové debnenie bolo zložené z týchto ďalších častí: 4 podporné nohy, 90 spojovacích /diwidag/ tyčí, 4 hydraulické valce, 18 napúšťacích otvorov na betón, 40 vzduchových vibrátorov, 4 samohybne kolesá, hydraulický agregát s nádržou, čerpadlo s elektromotorom, hydraulické rozvody – hadice a kovové potrubie, elektrorozvody + príslušenstvo, ovládací panel s pákovými ventilmi pre hydraulický systém. Na betonáž záberu tunela sa pre spodnú a strednú časť používal rozvádzač betónu, ktorý sa nachádza na hlavnej pracovnej plošine debniaceho voza. Na hornú časť betonáže záberu tunela sa používal systém dopravy betónu (čerpadlo Putzmeister s výložníkovým ramenom). Montáž vonkajšieho debnenia sa robila na vnútornom debnení hornej klenby (obr. 8) podľa technologického postupu a s dozorom pracovníka od firmy CIA S. p. A. Montáž vykonávalo 7 pracovníkov v jednozmennej prevádzke 26 dní s použitím mechanizmov a náradia ako v predchádzajúcich prípadoch. Plocha montáže bola vytvorená z betónových panelových pásov, ktoré plynule



Obr. 3 Stavebná jama hĺbených tunelov Komořany
 Fig. 3 Construction trench for Komořany cut-and-cover tunnels

the support legs; each of them consisted of a wheel with a double flange. Four 180mm extension hydraulic cylinders were used for the subsequent setting. They were fixed in the handles on the carriage legs, which were connected in the extendable parts of the legs to the self-propelled units by pins.

The steel formwork further consisted of the following parts: 4 support legs, 90 tie rods (Dywidag), 4 hydraulic cylinders, 18 concrete filling gates, 40 pneumatic vibrators, 4 self-propelled wheels, a hydraulic unit with a tank, a pump with an electric motor, a hydraulic system – hoses and steel piping, wiring + equipment and a control panel with lever valves for the hydraulic system. A concrete distributor was used for the casting of a tunnel block in the bottom and central part. It was installed on the main working platform of the travelling formwork. A concrete transportation system (Putzmeister boom pump) was used for the upper part of the tunnel block.

The external form was assembled on the formwork for the upper vault (see Fig. 8), according to a technological procedure and under supervision of an employee of CIFA S.p.A. The assembly team consisted of 7 workers, working at one-shift operation for 26 days, using the same equipment and tools as in the preceding cases. The assembly area surface was hardened with concrete panel strips, which linked to the future route of the transportation of the external formwork. The transport of the external form started immediately after the setting of the upper vault formwork had been completed. After setting the external formwork and joining it with the formwork for the upper vault by Dywidag rods, the installation of stop ends started. The casting proceeded according to an approved technological procedure. After finishing the casting of the external cut-and-cover tunnel the external formwork was transported to the first block, where they started to dismantle it to parts. The large parts (roughly 12 pieces) were transported to the Cholutepe portal. At the Cholutepe portal they were reassembled, with the geometry converted to the 3-lane cut-and-cover tunnel configuration, according to the CIFA S.p.A. technological procedure. The assembly comprising the conversion of geometry was carried out by 6 workers for 14 days at one-shift operation because the parts obtained by the dismantling were large, therefore the LIEBHERR 150 heavy crane had to be used even for the reassembly. Other machines which were used were the same as in the above cases.

Basic technical data:

Maximum longitudinal gradient = 4 %
 Overall weight of the formwork + working platform = 56,000kg
 Overall weight of the 12m long form + stop ends = 10,400 kg
 Internal diameter of the tunnel form for concrete thickness of 800mm = 7300/10,800mm
 Internal diameter of the tunnel form for concrete thickness of 1000mm = 7500/11,000mm
 Transverse setting movement = ± 160 mm
 Maximum concrete thickness = 800 – 1000mm
 Maximum advance rate = 7m/min
 Electric motor power = 11kW
 Voltage = 380V



Obr. 4 Samohybne oceľové debnenie hornej klenby
 Fig. 4 Self-propelled formwork for the upper vault



Obr. 5 Montáž vonkajšieho debnenia
Fig. 5 Assembly of the external form

nadväzovali na budúcu trasu prepravy vonkajšieho debnenia. Preprava vonkajšieho debnenia na miesto betonáže sa začala ihneď po ustavení vnútorného debnenia hornej klenby. Po ustavení vonkajšieho debnenia a vzájomnom zaistení diwidag tyčami s vnútorným debnením hornej klenby sa začali debniť čelá. Betonáž prebiehala podľa odsúhlaseného technologického postupu. Ukončením betonáže vonkajšieho hlbeného tunela sa vonkajšie debnenie prepravilo na prvý blok, kde sa po častiach začalo rozoberať. Rozobraté na väčšie zostavy (cca 12 ks) sa poprevážalo na portál Cholupice. Na cholupickom portáli sa spätne zmontovalo so zmenenou geometriou na trojpruhový hlbený tunel, podľa technologického postupu od firmy CIA S. p. A. Montáž so zmenou geometrie vykonávalo 6 pracovníkov 14 dní v jednozmennej prevádzke. Keďže išlo o väčšie celky debnenia, pri demontáži a aj pri montáži boli použité ťažké žeriavy LIEBHERR 150, 200. Ostatné stroje sa použili tak ako v predchádzajúcich prípadoch.

Základné technické údaje:

Maximálny pozdĺžny sklon = 4 %
Celková váha debnenia + pracovnej plošiny = 56 000 kg
Celková váha formy 12 m + debnenia čela = 10 400 kg
Vnútorný polomer debnenia tunela na hrúbku betónu 800 mm = 7300/10 800 mm
Vnútorný polomer debnenia tunela na hrúbku betónu 1000 mm = 7500/11 000 mm
Pričný pohyb nastavenia = ± 160 mm
Maximálna hrúbka betónu = 800–1000 mm
Maximálna rýchlosť posuvu = 7 m/min.
Výkon elektromotora = 11 KW
Prírodné napätie = 380 V

BETONÁŽ DEFINITÍVNEHO OSTENIA

Betonáž definitívneho ostenia sa začala v hlbených častiach tunela v stavebnej jame Komořany.

V prípade hlbených tunelov išlo o betonáže s týmto objemom (tab. 3):

Tab. 3 Spotreba betónu na jednu klenbu 12 m šírky

Hlbený tunel	Spodná klenba	Horná klenba
Ľavý hlbený tunel Komořany – štvorpruhový	433,80 m ³	370,76 m ³
Pravý hlbený tunel Komořany – trojpruhový	229,15 m ³	237,85 m ³
Razený tunel	Základové pásy	Horná klenba
Razený tunel – trojpruhový	24,36 m ³	143,16 m ³
Razený tunel – dvojpruhový	24,36 m ³	128,88 m ³

Po prisunutí vnútorného debnenia a jeho zameraní sa v hlbenom tuneli pristúpilo k montáži výstuže priamo na debniaci voz. Pre tento účel bolo z vonkajšej strany postavené pracovné lešenie. Jednotlivé prúty sa na miesto dopravovali žeriavom. Výstuž sekundárneho ostenia pozostáva z prútovej výstuže triedy 10 505(R) hrúbky 10, 16, 20,

CASTING OF THE FINAL LINING

The casting of the final lining started on the cut-and-cover sections of the tunnel, in the Komořany construction trench.

The concrete casing volumes in the case of cut-and-cover tunnels were as follows:

Table 3 Concrete consumption for one 12m wide vault

Cut-and-cover tunnel	Invert	Upper vault
Left Komořany cut-and-cover tunnel – quadruple-lane	433.80m ³	370.76m ³
Right Komořany cut-and-cover tunnel – triple-lane	229.15m ³	237.85m ³
Mined tunnel	Strip foundations	Upper vault
Mined tunnel – triple-lane	24.36m ³	143.16m ³
Mined tunnel – double-lane	24.36m ³	128.88m ³

After moving the internal formwork to position and surveying it, the placement of reinforcement of the cut-and-cover tunnel structure started, directly on the travelling formwork. A working scaffold was erected on the outer side for this purpose. Individual reinforcement bars were transported to the site by a crane. The reinforcement of the secondary lining consists of 10, 16, 20, 25 and 32mm diameter bars, steel grade 10 505 (R). The bars were prepared in a sufficient advance in a rebar processing plant before placing them and tying on site. The installation proceeded on both sides, in strips, in the direction from the previously concreted block on. First the internal layer was installed, from the bottom up. Then the external layer of reinforcement was placed. The layers were connected with one another and braced by stirrups from 10mm dia reinforcing bars. To ensure concrete cover, spacers were installed on the external and internal side, 4 pieces per m². A FeZn earth strip 30/4mm or wire 10mm in diameter was placed to the secondary lining and welded to reinforcing bars.

The reinforcement of the blocks in the mined part of the tunnel was designed, as opposed to the cut-and-cover section, as a self-supporting system. The main structural reinforcement in standard profiles consists of Q 513 7/150x8/100mm type of KARI mesh mats (welded deformed wires) with dimensions of 5x2.15m. The structural reinforcement of the block ends, vault footings and reinforcement of the frame ensuring the self-supporting function of the whole system consists of concrete reinforcement bars, steel grade 10 505 (R). Prior to placing rebars in the mined part, the intermediate waterproofing membrane was checked. The membrane formed the outer surface of the formwork. It was strengthened at the end of the travelling formwork by an additional strip.

The formwork was filled with concrete by pumping through filling gates from the inner side of the formwork. Concrete was transported by stationary pumps Putzmeister BSA 1408 with the capacity of 44m³ per hour, pressure of 70bar, power input of 45 kW, 125mm in diameter. The filling proceeded from the bottom up, symmetrically on both sides; the maximum permitted difference between the levels on both sides was set at 1.0m. The concrete casting rate did not exceed 1.5m



Obr. 6 Betonáž hlbeného tunela
Fig. 6 Casting of the cut-and-cover tunnel lining



Obr. 7 Betonáž razeného tunela
Fig. 7 Casting of the mined tunnel lining

25 a 32 mm. Pred samotným ukladáním a viazaním bola výstuž v dostatočnom predstihu pripravená v armovni. Montáž postupovala v pásoch v smere od zabetónovaného bloku po obidvoch stranách. Začínalo sa vnútornou vrstvou odspodu smerom nahor. Následne sa vyhotovila vonkajšia vrstva výstuže, ktorá sa navzájom spojila a rozoprela pomocou spôn z prútovej výstuže $\phi 10$ mm. Aby sa zaručilo krytie, boli na vonkajšiu aj vnútornú výstuž osadené dištančné prvky v počte 4 ks/1 m². Do sekundárneho ostenia sa umiestnil zemniaci pás FeZn 30/4 mm, resp. $\phi 10$ mm, ktorý sa pripojil zvarom k výstuži.

Výstuž blokov v razenej časti tunela je na rozdiel od hĺbeného tunela navrhovaná ako samonosná. Hlavnú nosnú výstuž tvorí v štandardných profiloch iba KARI sieť typ Q 188 150/150/8 rozmer 5x2,15 m vyrobená zvarovaním rebierkového drôtu. Konštrukčná výstuž pre vystuženie čela bloku, pätiiek klenby, a výstuž rámu zaisťujúcej samonosnosť celého systému tvorí prútová betonárska výstuž 10 505(R). Pred samotnou montážou výstuže v razenej časti bola urobená kontrola medzilahlej fóliovej izolácie, ktorá tvorila vonkajšie líce debnenia a v mieste čela debniaceho voza bola zosilená dodatočným pásom.

Plnenie debnenia betónovou zmesou sa vykonávalo čerpaním do plniacich otvorov (okien) z vnútornej strany debnenia. Betónová zmes sa dopravovala stacionárnymi čerpadlami typu Putzmeister BSA 1408 (výkon 44 m³/hod., tlak 7 MPa, el. príkon 45 KW, priemer potrubia 125 mm). Čerpanie prebiehalo vždy zdola nahor, symetricky na oboch stranách pričom sa nesmel prekročiť maximálny rozdiel medzi hladinami betónu na stranách debnenia 1 m a rýchlosť betonáže (stúpanie hladiny betónu za debnením) 1,5 m/h., čo vyplývalo zo statiky debniaceho voza. Súčasne sa betón vibroval v maximálnych intervaloch 10–15 sekúnd vibrátorom v miestach, kde sa nachádzala čerstvá betónová zmes. Počas betonáže sa použili aj ponorné vibrátory, ktorými sa vibroval betón cez plniace okná v debniacom voze. V momente keď betonáž dosiahla vrchol klenby, postupovalo sa od zabetónovaného predchádzajúceho bloku smerom k čelu debnenia. Betón sa čerpal cez stropné otvory v prvom rade, až kým sa dostal k uzáveru v druhom rade atď. Pri betonáži cez posledný uzáver sa vo vrchole klenby kontroloval stav naplnenia debnenia. Betonáž záverečnej časti sa vykonávala za stáleho pozorovania integrovaného poistného zariadenia proti pretiaženiu debnenia tlakom čerpadla. Tesne pred dosiahnutím vrcholu klenby sa výkon čerpadla zredukoval na minimum. V hĺbených častiach tunela, kde bol vrchol klenby voľne prístupný z vonkajšej strany debnenia, prebiehala betonáž pomocou mobilného čerpadla betónu z vonkajšej strany konštrukcie. Klenba sa v skutočnosti oddebňovala v letnom období po čase 12 h. a v zimnom období 15 h. pri pevnostiach 5–8 MPa. Pred tým sa na každej klenbe vykonávala nedeštruktívna skúška Schmidtovým kladivom typu N. Skúška sa vykonávala v plniacich oknách debniaceho voza a v čele bloku. Po oddebnení sa povrch betónu ošetroval proti odparovaniu vody počas zrenia. Ako ošetrovací prostriedok sa použil nástrek



Obr. 8 Hĺbené tunely Komořany
Fig. 8 Komořany cut-and-cover tunnels

per hour, as required by the structural analysis of the formwork. The concrete was simultaneously vibrated at maximum intervals of 10 – 15 seconds by vibrators in the locations where fresh concrete mix was found. Even immersion vibrators were used during the casting, vibrating the concrete through gates in the form. When the concrete level reached the vault crown level, the casting proceeded from the previously completed block toward the stop end of the formwork. Concrete was pumped through the first row of gates in the ceiling until it reached the cover in the next row, and so on. The state of the formwork filling was checked during the casting through the last gate in the vault crown. The final part was cast under permanent observation of the integrated safety equipment designed to prevent the formwork overloading by the pumping pressure. Just before the vault crown was reached, the output of the pump was reduced to the minimum. In the cut-and-cover sections of the tunnel, where the top of the vault was freely accessible from the formwork outside, concrete was cast by means of a mobile pump, from the external side of the structure. In the reality, the vault form was stripped after 12 hours in the summer and after 15 hours in winter, when the strength reached 5 – 8 MPa. N-type Schmidt hammer rebound test was conducted on each vault before the stripping. The testing was performed through the gates in the formwork and at the front end of the block. After stripping, concrete surface was treated to prevent escaping of moisture during the curing period. CURING 103 f. BASF was sprayed on the surface to be treated. Empty spaces above the completed upper vault were additionally injected with grout. One of preconditions for keeping the construction deadline and duration of the operation was keeping to optimum duration of one casting cycle, consisting of the following activities:

- setting the travelling form into position and surveying it
- installing the block stop end
- casting of the vault
- setting of concrete until the required strength was reached.
- formwork stripping, cleaning and spray application of a releasing agent on it.

After the crew learning period, the duration of the entire above-mentioned cycle of casting one vault block in the mined tunnel fluctuated about 36 hours. The average monthly casting rate was 18 – 19 vault blocks in one tunnel tube, with one travelling form, a crew of 10 and continuous two-shift operation. The fact that the batching plant was erected directly on site was important for achieving the required performance. It had a positive influence on concrete delivery times and allowed operative changes in the supplies and concrete quality control. The total number of the vaults cast in the cut-and-cover tunnels, both on the Cholupice and Komořany sides, was 43, while 282 vaults were cast in the mined part of the triple-lane and double-lane tunnels.

The complexity of the casting consisted mainly in the quantity and types of individual profiles of vaults and the number of reassemblies of the travelling forms which were necessary due to this fact. We encountered up to 5 various kinds of vault profiles during the casting. With two types of the travelling form, the amount of time spent on

CURING 103 f. BASF. Voľné priestory nad vybetónovanou hornou klenbou sa dodatočne vyplnili injektážnou zmesou. Jednou s podmienok dodržania termínu a doby výstavby bolo zaistenie optimálneho času na jeden cyklus betonáže, ktorý pozostával z týchto úkonov a procesov:

- osadenie a zameranie debniaceho voza,
- zadbénie čela bloku,
- samotná betonáž klenby,
- tuhnutie na požadovanú oddebnovaciu pevnosť,
- oddebnenie, vyčistenie a nastriekanie formy oddebnovacím prípravkom.

Celý tento cyklus betonáže jednej klenby v razenom tuneli sa po zácikú posádok pohyboval na úrovni cca 36 h. V priemere sa za mesiac zabetónovalo 18–19 blokov v jednej tunelovej rúre s jedným vozom, pri osádke 10 pracovníkov a nepretržitej prevádzke v dvoch zmenách. Dôležité pre dosiahnutie požadovaných výkonov bolo aj to, že betonárka bola priamo na stavbe, čo malo pozitívny vplyv na časy dodávok betónu, ako aj operatívne riešenie zmeny dodávok a sledovanie kvality betónu. Celkový počet zabetónovaných blokov v hĺbených tuneloch bol sumárne na cholupickej a komořanskej strane 43 ks a v razenej časti trojpruhového a dvojpruhového tunela to bolo 282 ks blokov.

Náročnosť betonáže spočívala najmä v množstve a typoch jednotlivých profilov klenieb a s tým spojenými prestavbami debniacich vozov. Pri betonáži sa vystriedalo až 5 rôznych profilov tunelových rúr. Pri použití dvoch typov debniacich vozov si to vyžadovalo veľa času a úsilia na montáži a úpravy. Južný hĺbený tunel Komořany bol navrhovaný ako štvorpruhový, ktorý v razenej časti prechádzal do trojpruhového. Podobne bol navrhnutý severný tunel ako trojpruhový v hĺbenej časti a následne prechádza do dvojpruhového v časti razenej. Na strane portálu v Cholupiciach sa profil hĺbeného tunela nemení a ostáva rovnaký ako v razenej časti. Ďalší parameter, ktorý sa menil so zmenou šírky profilu tunela, bola hrúbka ostenia. V štvorpruhových úsekoch dosahovala v klenbe 0,8 až 1 m podľa výšky nadložia. V hĺbenom trojpruhovom tuneli a hĺbených tuneloch na cholupickom portáli to bolo 0,6 m. Hrúbka ostenia v razených tuneloch je min. 0,4 m. V dvojpruhovom tuneli sú zhruba po 600 m situované dva núdzové zálivy dĺžky 60 m, čo si vyžadovalo ďalšie úpravy na debnení.

ZÁVER

Tunel SOKP 513 je unikátnou stavbou v ČR z hľadiska veľkosti a diferencovanosti tvaru priečných priereзов. Na stredne dlhom dvoj-rúrovom tuneli sa vystriedali nielen dvojpruhové, trojpruhové a štvorpruhové hĺbené a razené úseky, ale taktiež aj núdzové zálivy. Rozdielnosť profilov podmienila zložitosť konštrukcie debniacich vozov. Neobyvkle veľké priečne prierezy tunelových rúr sa odrazili v mimoriadne veľkých hrúbkach ostenia. V režime betonárskych prác sa musel zohľadniť okrem iného aj problém vývoja hydratačného tepla.

Bolo potrebné vynaložiť veľa úsilia, techniky a know-how, aby sa dosiahla požadovaná kvalita diela a bezpečnosť pri jeho budovaní. Betonáže takého rozsahu sa dajú realizovať len v prípade plného nasadenia všetkých zúčastnených strán a dokonale premysleného harmonogramu postupu jednotlivých prác. Napriek rôznym prevádzkovým problémom či už počas montáže debnení, alebo počas samotnej betonáže sa nakoniec podarilo ukončiť stavebnú časť v termíne a v požadovanej kvalite. Skúsenosti z realizácie tejto stavby sú cenným príspevkom k zvyšovaniu technickej a technologickej úrovne tunelárskych prác a získané poznatky sa určite budú dať využiť na ďalších tunelových stavbách.

ING. MARTIN PODOLÁK, martin.podolak@skanska.sk,
ING. RASTISLAV KRAVČÁK, rastislav.kravcak@skanska.sk,
SKANSKA BS, a. s.

Recenzoval: Ing. Vladimír Prajzler



Obr. 9 Montáž ocelevej výstuže hĺbeného tunela

Fig. 9 Placement of the cut-and-cover tunnel concrete reinforcement

the reassemblies and modifications was quite significant. The right Komořany cut-and-cover tunnel is designed as a quadruple-lane structure, passing in the mined part to a triple-lane configuration. Similarly, the left tunnel tube is designed with three lanes in the cut-and-cover section, passing into two lanes in the mined part. The cross section of the mined tunnel on the Cholupice portal side does not change; it remains the same as in the mined part. Another parameter changing with the changing width of the tunnel cross section was the thickness of the lining. It reached 0.8m up to 1.0m in the vault, depending on the overburden height in the cut-and-cover triple-lane tunnel, while it was 0.6m in the cut-and-cover tunnels at the Cholupice portal. The mined tunnels have the lining 0.4m thick. Two emergency parking bays in the double-lane tunnel, which are located roughly at 600m spacing, required another changes in the formwork cross section.

CONCLUSION

The PCRR 513 tunnel is a unique and exceptional structure in the Czech Republic in terms of its size and the differentiation of geometry of cross sections. The medium-length double-lane tunnel contains an alternation of not only double-lane, triple-lane and quadruple-lane tunnels, both cut-and-cover and mined ones, but also emergency stopping bays. The differences in the cross sections led to high complexity of the structures of travelling forms. The unusually large cross sections of the tunnel tubes reflected themselves in exceptionally great thickness of the linings. Even the problem of the development of hydration heat had to be allowed for, among other problems, in the concrete casting procedures.

It was necessary to expend huge efforts, technology and know-how to achieve the required works quality and safety during the construction. Concrete casting operations of such the extent are possible only in the case of all efforts made by all parties involved in the construction and perfectly thought out programme of individual operations. Despite various operating problems, both during the formwork assembly and during the casting operation itself, the civils works were successfully completed on time and in the quality required. The experience gained during this construction has become a valuable contribution to increasing the technical and technological level of tunnelling work. The know-how which has been gathered will certainly be applicable to other tunnel construction projects.

ING. MARTIN PODOLÁK, martin.podolak@skanska.sk,
ING. RASTISLAV KRAVČÁK, rastislav.kravcak@skanska.sk,
SKANSKA BS, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

Výstavba tunelů v skalních horninách – F. Klepsatel, P. Kusý, L. Mařík

SPECIFIKA NAVRHOVÁNÍ HLOUBENÝCH TUNELŮ A PŘÍKLADY Z REALIZACE

SPECIFICS OF DESIGNING CUT-AND-COVER / COVER-AND-CUT TUNNELS; EXAMPLES OF IMPLEMENTATION

LIBOR MAŘÍK

ÚVOD

Pohled na domácí i zahraniční tunelářskou scénu nabízí v případě publikovaných článků i příspěvků na konferencích řadu témat z oblasti ražených úseků tunelů. Konvenční tunelovací metody i ražba pomocí štítů poskytují širokou paletu problémů spojených jak s technologií ražby, tak s očekávanými či neočekávanými geotechnickými podmínkami, které je nutno během ražby zvládnout. I u nás již zdomácnělou NRTM stále ještě halí jemná rouška tajemství a skrytých pochybností, jak to vlastně ve skutečnosti funguje. Diskuse o životnosti a únosnosti primárního ostění nebo polemiky o významu kotvení jako podpůrného opatření ke zvýšení samonosnosti horninového masivu odsouvají problematiku hloubených úseků tunelů na vedlejší kolej. Přitom se jedná o oblast, která je s výstavbou tunelů nerozlučně spjata a která vyžaduje při projektování i provádění minimálně stejnou pozornost, jaká je věnována raženým úsekům tunelů. Vzhledem k charakteru konstrukce, jejímu uložení do okolního prostředí i působícímu zatížení lze říci, že hloubené tunely reagují mnohem citlivěji na případná pochybení nebo odchylky od prognózovaného stavu. Zatímco v případě ražených úseků tunelů můžeme ještě spoléhat na mnohdy milosrdný horninový masiv a doufat v jeho větší či menší samonosnost, u hloubených úseků tunelů se projektant ani zhotovitel na obdobnou pomoc spoléhat nemůže a nesmí. V následujícím textu se na příkladech z realizovaných nebo pro realizaci připravených tunelů zabýváme některými oblastmi, které mohou úspěšný návrh a následnou realizaci hloubených úseků tunelů významně ovlivnit.

NAVŘH DIMENZÍ OSTĚNÍ – ZATÍŽENÍ ZNÁMÉ, ČI NEZNÁMÉ?

Při navrhování primárního i definitivního ostění ražených úseků tunelů bývá zpravidla velkou neznámou zatížení horninovým, případně hydrostatickým tlakem. Při jeho určení sahá projektant ve většině případů ke složitým výpočtům pomocí matematických modelů. Přesné výpočty zatěžuje řada nepřesných nebo obtížně zjistitelných vstupních hodnot a okrajových podmínek. Interpretace výsledků vyžaduje značné zkušenosti a určitý nadhled, neboť postižení geotechnických poměrů v trase tunelu pomocí matematického modelu znamená vždy určité zjednodušení reálného stavu. S velkou úlevou se proto projektant uchyluje k výpočtům hloubených úseků tunelů, kde sice musí řešit otázku okrajových podmínek v oblasti základových konstrukcí nebo s ohledem na stanovení tuhosti zásepového materiálu. Určení zatížení zásepem však na první pohled nepředstavuje žádný problém. Určité komplikace při dimenzování ostění hloubených úseků tunelů představuje nesymetrické zatížení. Nesymetrie zatížení může být způsobena jednak konečnou podobou reliéfu terénu nad zasypávaným tunelem, jednak obtížně dosažitelnými požadavky na hutnění při použití mechanizace ve stísněných poměrech stavební jámy. Obě příčiny se mohou navíc sečítat.

K typickým příkladům nesymetricky zatížených úseků hloubených tunelů vlivem reliéfu terénu patří dvoukolejný železniční tunel Vepřek na prvním železničním koridoru Praha–Děčín–Dráždany. Směrové poměry stávající trati vedené podél břehu řeky Vltavy neumožňovaly dosažení vyšší traťové rychlosti. Úprava směrových poměrů vyvolala nutnost vedení trati v úbočním tunelu s velmi nepříznivým úhlem zaražení tunelu v oblasti obou portálů. Tomu odpovídal tvar stavebních jam hloubených úseků tunelů i úroveň zpětného zásepů (viz obr. 1). Hloubka svahovaných stavebních jam dosahovala v místě rozhraní hloubené a ražené části 30 m. Konečný příčný sklon terénu, prováděný v poměru 1:2 až 1:3, vyvolával kvůli nesymetrii výšky zásepů v ostění tunelu nesymetrické namáhání, které mělo rozhodující vliv na návrh vyztužení. Při tloušťce ostění min. 600 mm se vyztužení na straně přivrácené ke svahu markantně lišilo od strany přiléhající k Vltavě. Na základě statického posouzení postupných fází zasypávání konstrukce i konečné úrovně zásepů navrhl projektant pracovní postup provádění zásepů, který zhotovitel velmi důsledně dodržoval. Principem bylo zahájení zásepů na straně tunelu přivrácené k řece, důsledné hutnění zásepového materiálu na předepsané parametry a dodržování rozdílu úrovně zásepů vlevo

INTRODUCTION

A look at the domestic and foreign tunnelling stage offers, as far as articles and contributions published at conferences are concerned, a wide range of topics from the field of mined tunnels. Both the conventional underground excavation methods and the shield driving method offer lots of problems associated with both the excavation technique and the expected or unexpected geotechnical conditions which had to be coped with during the excavation. Even the NATM, which has become established in the Czech Republic, is still shrouded in secrecy and hidden doubts as to how it works in reality. Discussions about durability and load-bearing capacity of a primary lining or polemics on the importance of anchoring as a supporting measure designed to increase the self-supporting capacity of ground mass put the problems of cut-and-cover / cover-and-cut tunnels off the track, without respect to the fact that this area is inseparably connected with tunnel construction and the work on designs and construction requires at least the same level of attention as the work on mined tunnel sections. It is possible to say that, with respect to the character of the structure, its placement into the surrounding environment and the loads acting on it, cut-and-cover / cover-and-cut tunnels respond much more sensitively in the case of mistakes or deviations from the predicted condition. While in the case of mined tunnel sections we can still rely on the often merciful ground mass and hope for higher or lower self-supporting capacity of the mass, there is not and must not be any similar help for the designer or contractor to rely on in the case of cut-and-cover / cover-and-cut tunnels. In the following text, we deal with some areas which can significantly affect a successful design and the subsequent implementation of cut-and-cover / cover –and-cut tunnels, using previously completed tunnels or tunnels which are prepared for construction as examples.

DESIGNING DIMENSIONS OF A LINING – ARE THE LOADS KNOWN OR UNKNOWN?

When a primary or final lining of mined tunnel sections is being designed, the confining pressure or hydrostatic pressure is usually a great unknown. When determining it, the designer mostly falls back upon complicated calculations using mathematical models. Exact calculations are burdened by a range of inaccurate or hard to determine input values and boundary conditions. Interpreting the results requires significant experience and a certain detached attitude because expressing geological conditions along a tunnel alignment by means of a mathematical model always means certain simplification of the real state. This is why the designers have, with great relief, recourse to calculations for cut-and-cover tunnels, where, on the one hand, they must deal with the issue of boundary conditions in the area of foundation structures or take into consideration the determination of the backfill



Obr. 1 Asymetrická stavební jáma tunelu Vepřek
Fig. 1 Asymmetric construction trench – the Vepřek tunnel



Obr. 2 Postupné obsypávání tunelu podle rysek na geotextilii
Fig. 2 Gradual backfilling of the tunnel according to marks on the geotextile

a vpravo konstrukce do max. 1 m. Zdrojem fatální chyby mohla být záměna výztuže na levé a pravé straně ostění. Výkresy výztuže proto projektant doplnil o popis „k hoře“ a „k řece“, které jednoznačně určovaly, kam má být výztuž v konstrukci umístěna. Zhotovitel přistoupil k navrženému technologickému postupu velmi zodpovědně a výstavba proběhla bez komplikací. Technologický postup hutnění usnadňovalo značení jednotlivých úrovní hutnění, které zhotovitel vyznačil na geotextilii, která sloužila jako ochrana hydroizolační fólie (viz obr. 2).

Hloubené tunely v oblasti portálu Komořany stavby 513 silničního okruhu kolem Prahy (SOKP) představují příklad, který se zpočátku jevil z hlediska zatížení jako zcela bezproblémový. Dva paralelní tubusy hloubených tunelů délky 170 m, prováděných v pažené stavební jámě šířky 50 m a hloubky téměř 30 m, překrývala v nejhlubším místě jámy vrstva až 15 m horizontálně uloženého zásypového materiálu. Zatímco volný prostor mezi oběma tunely dosahoval u portálu šířky jen 4 m, mezi bokem tunelu a pažením stavební jámy volná šířka nepřekračovala 1,5 m. Do tohoto již tak velmi úzkého prostoru zasahovaly jednak převázky a hlavy lanových kotev stabilizujících pažení stavební jámy, jednak výklenky pro kabiny SOS, které se zadní stěnou opíraly o pažení a uzavíraly tak průchod do dalšího úseku jámy (viz obr. 3). Celou situaci komplikovaly i základové poměry. I když se podle prognózy stanovené na základě IG průzkumu měly mělce pod masivní základovou klenbou již nacházet jílovité břidlice, zastihl zhotovitel při hloubení stavební jámy mohutnou vrstvu písků. Na tuto skutečnost bylo nutné rychle reagovat a na způsob provádění a ochrání základové spáry nepanoval jednotný názor. Zaznívaly hlasy prosazující přehutnění nebo dokonce výměnu podloží. Vzhledem k jemnozrnnosti a mocnosti vrstvy písků nakonec převážil názor na ponechání ochranné vrstvy rostlého materiálu tloušťky min. 1 m a tvarování základové spáry s ústupem tak, aby nebyla pojižďena mechanizmy. Po vytvarování spáry do tvaru klenby následoval ochranný nástřik betonu, betonáž podkladního betonu a montáž výztuže. Pokud došlo z jakéhokoli důvodu k nakypření základové spáry, byl materiál vyměněn za vrstvu monolitického betonu. Práce probíhaly za přísného dozoru investora i zhotovitele a po úspěšném založení proběhla stejně



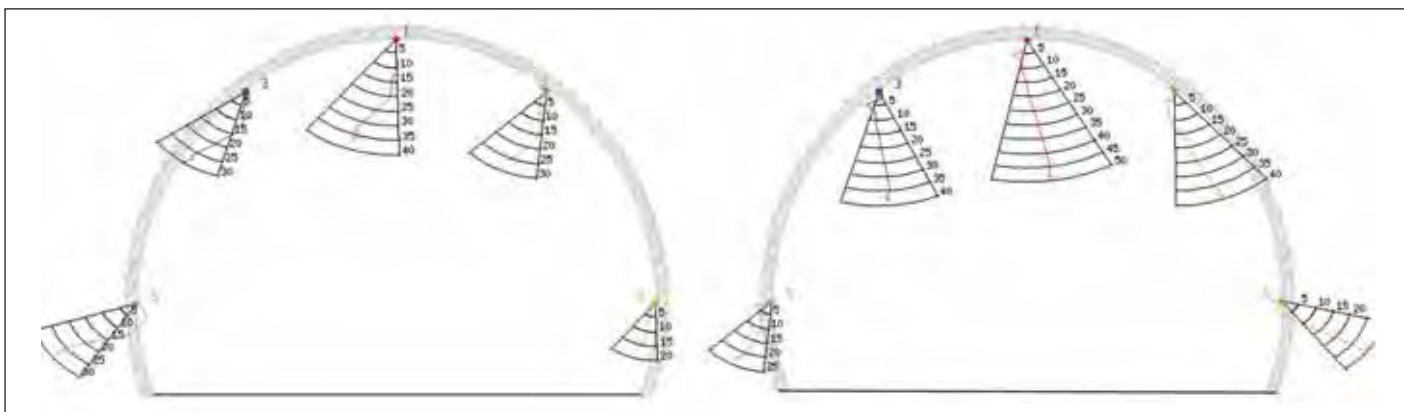
Obr. 3 Omezený prostor ve stavební jámě Komořany tunelů stavby 513
Fig. 3 Constricted space in the Komořany construction trench for the PCCR 513 tunnels

material toughness, on the other hand, determining the load exerted by the backfill does not pose, at first glance, any problem. Certain complications are posed by asymmetric loading when dimensions of the lining of cut-and-cover tunnels are being calculated. The asymmetry can be caused either by the final shape of the surface relief above the backfilled tunnel or by hard to meet requirements for compaction using machines in constricted construction trench conditions. In addition, the two causes may take place simultaneously.

The double-rail Vepřek tunnel on the first rail corridor between Prague – Děčín – Dresden is one of typical examples of sections of cut-and-cover tunnels loaded asymmetrically due to the surface relief. The horizontal alignment of the existing track, running along the Vltava River, did not allow increasing the speed limit over the track. A change in the horizontal alignment brought about the necessity of leading the track through a hillside tunnel with a very unfavourable angles of the tunnel entering the hill at both portals. The shape of the construction trenches for the cut-and-cover tunnels and the level of the backfill corresponded to this situation (see Fig. 1). The depth of sloped excavation trenches at the interface between the cut-and-cover and mined sections reached 30m. The final transverse slope of the terrain, which was carried out at a ratio of 1:2 to 1:3, induced, owing to the asymmetry of the backfill height, asymmetric stresses in the lining, which had the deciding effect on the reinforcement design. With the minimum thickness of the lining of 600mm, the reinforcement content on the side facing the slope markedly differed from the side adjacent to the Vltava River. The designer proposed a working procedure for the backfilling on the basis of a structural assessment of consecutive phases of backfilling of the structure and the final level of the backfill. The procedure was thoroughly adhered to by the contractor. The principle was that backfilling started on the tunnel side facing the river, the backfill material was consistently compacted to reach prescribed parameters and the maximum difference between the backfill levels on the left side and right side of the structure was held at 1m. Confusion in the installation of concrete reinforcement on the left side and right side of the lining structure could have become a source of a fatal error. For that reason the designer added a legend ‘toward the mountain’ or ‘toward the river’ in reinforcement



Obr. 4 Postup výstavby ve stavební jámě Komořany
Fig. 4 Construction procedure in the Komořany construction trench



Obr. 5 Deformace hloubených tunelů vlivem zasypávání
Fig. 5 Deformations of cut-and-cover tunnels due to backfilling

úspěšně i betonáž ostění hloubených úseků obou tunelů. Jednotlivé fáze postupu výstavby viz obr. 4, na kterém je patrná úprava základové spáry podkladním betonem, montáž výztuže a v pozadí probíhající betonáž spodní klenby tunelu. Provádění zpětných zásypů provázely komplikace spojené s nedostatečným prostorem mezi tunely a pažením stavební jámy. Ze statických důvodů bylo nutné u prvních 2 bloků betonáže před raženými tunely s nejvyšší vrstvou zásypu provést vyplnění prostoru mezi tunely a stěnou jámy i mezi oběma tubusy tunelů hubeným betonem, což zajistilo dostatečnou tuhost podepření boků tunelů. Bez tohoto opatření by nebylo možné konstrukci bez větších úprav nadimenzovat, i když tloušťka ostění dosahovala ve vrcholu klenby 1 m a do boků se rozšiřovala až na 2 m. Ve zbývajícím úseku s nižším nadloží byl pro zásyp stavební jámy použit na bocích tunelu písek a ve vyšších partiích jámy předrcená rubanina z tunelu. Vzhledem k prostorovým možnostem probíhalo hutnění mezi tunely a podél pažení stavební jámy různými mechanismy. Přes veškerou snahu se zřejmě nepodařilo dosáhnout stejné tuhosti zásypu po obou stranách konstrukce a následkem toho došlo k nesymetrickému zatížení konstrukce, přestože úroveň definitivního terénu po provedení zásypu je v příčném řezu vodorovná. Nesymetrii zatížení vlivem nerovnoměrného hutnění ukázala až geodetická měření deformace ostění, prováděná v měřickém profilu, obdobně jako tomu je při měření deformací primárního ostění. Pootočení a posun tunelu nezpůsobila v tomto případě neúnosnost podloží, ale způsob provádění zásypu, kdy docházelo k deformaci ostění směrem do obtížně zhutnitelného zásypu na bocích tunelu. Tomu odpovídá na obr. 5 vektorové znázornění deformace ostění obou tunelových trub.

Zatímco na západním portálu tunelu nebylo nutné měnit tvar konstrukce a navržená spodní klenba po úpravách odpovídala zastiženým geotechnickým podmínkám, na opačném portále navrhl projektant RDS po otevření stavební jámy úpravu způsobu založení hloubených tunelů. I když zóna zvětrání zasahovala do značné hloubky, v úrovni základové spáry již geotechnické parametry umožňovaly přechod z plošného založení tunelů na spodní klenbě na založení na patkách. Projektant se tím sice dostal při změně projektové dokumentace do časových problémů, ale zmenšení objemu zemních i betonářských prací, zjednodušení provádění i úspora investičních nákladů v řádu desítek milionů korun za to stála.

Nejmarkantnějším příkladem asymetrického zatížení hloubených tunelů je portálový úsek tunelu Libouchec na dálnici D8 v úseku z Ústí nad Labem na státní hranici ČR/SR. V případě jižního portálu tunelu Libouchec měla být východní tunelová trouba s ohledem na provádění zásypů a sklony násypových těles prodloužena v průběhu výstavby až o 24 m. Z prostorových důvodů nebylo možné zásadně měnit dispoziční uspořádání v oblasti portálu a posouvat provozně technologický objekt tunelu. Zásyp byl proto ukončen v úrovni vrcholu klenby tunelu a jeho východní bok přiléhající k provozně-technologickému objektu byl zcela obnažen. Estetické pojetí obkladu obnaženého boku tunelu v krajině Krušných hor ukazuje obr. 6. Ostění pod čedičovým obkladem je z vodonepropustného betonu.

VÝZNAM OPTIMALIZACE TVARU VÝKLENKŮ

Zatímco v případě ražených úseků tunelů je rubové bednění tvořeno primárními ostěmi, u hloubených tunelů je nutné vybavit bednici vůz kontrabedněním. Součástí bezpečnostního vybavení silničních tunelů jsou výklenky skříňi SOS, výklenky požárních hydrantů nebo výklenky šachet čištění boční tunelové drenáže, které zpravidla z ostění vystupují a komplikují provádění. U železničních tunelů je situace obdobná, neboť k bezpečnostním prvkům patří záchranné výklenky, jejich vzdálenost dosahuje max. 25 m. Výhodou u železničních tunelů je možnost umístění šachet

drawings, unambiguously marking the location for reinforcement bars where they were to be placed. The contractor's attitude to the proposed technological procedure was highly responsible; the construction was carried out without complications. The technological procedure for the compaction work was facilitated by marking of individual levels of the compacted backfill on either side. Marks were made on the geotextile protecting the waterproofing membrane (see Fig. 2).

The cut-and-cover tunnels in the area of the Komořany portal of the construction lot 513 of the Prague City Circle Road (PCCR) are an example of a construction which appeared in the beginning as absolutely trouble free as far as the loading was concerned. Two parallel 170m long tubes of the cut-and-cover tunnels, which were constructed in a 50m wide and nearly 30m deep construction trench, were covered in the deepest point of the trench by an up to 15m thick horizontally deposited backfill material. While the width of the free space between the two tubes reached a mere 4m at the portal, the free width of the gap between the tunnel side and the excavation bracing did not exceed 1.5m. In addition, walers and heads of cable anchors stabilising the construction trench bracing extended into this, anyhow very narrow, space. Recesses for SOS cabins also clogged this space. Rear walls of the cabins leaned against the bracing, thus hampering the passage along, to the neighbouring section of the construction trench (see Fig. 3). The whole situation was further complicated by the foundation conditions. Despite the fact that, according to the EG survey, clayey shales were to be found already at a shallow depth under a massive invert, the contractor encountered a huge layer of sand during the excavation of the construction trench. This fact had to be quickly responded to, but the opinion on the method of executing the work and protecting the foundation base was not unified. Voices were heard pushing through overcompaction or even replacement of the foundation bed. Taking into consideration the fineness of the sand and thickness of the sand layer, the opinion finally prevailed that an at least 1m thick protective layer of native material should be left untouched, and the foundation base be uncovered step by step to avoid driving of construction equipment on it. When the shaping of the foundation base into the shape of the inverted arch had been completed, a protective layer of shotcrete was applied, then blinding concrete was placed and reinforcement installed. If, for any reason, the foundation base got loosened, the loose material was replaced by a layer of cast-in-place concrete. The work proceeded under strict supervision by the owner and the contractor. When the foundation had been successfully completed, the lining of the cut-and-cover tunnel sections was cast with the same success. Individual phases of the construction procedure are presented in Fig. 4, showing the foundation base covered with blinding concrete, the installation of reinforcement and, in the background, the casting of the tunnel invert. The work on the backfill was accompanied by complications associated with the insufficient space between the tunnels and the bracing of the construction trench. For structural reasons, it was necessary at the two casting blocks adjacent to the mined tunnels to fill the space between the tunnels and the construction trench wall and between the two tunnel tubes with lean concrete. This action ensured sufficient rigidity of the support of tunnel sides. Without this measure, it would have been impossible to design dimensions of the structure without substantial measures, despite the fact that the thickness of the lining in the crown reached 1m and gradually increased on the sides up to 2m. In the remaining section where the overburden was higher, the backfill of the construction trench consisted of sand (on the tunnel sides) or crushed muck from the tunnel (in higher parts of the trench). Various types of compaction equipment were used, depending on the space available between the tunnel tubes and along the construction trench bracing. Despite all efforts, it is obvious that the attempt to achieve uniform rigidity of the backfill on



Obr. 6 Obklad jednostranně obnaženého portálového bloku tunelu Libouchec
Fig. 6 Cladding of the exposed side of the Libouchec tunnel portal block

čištění boční drenáže a napojovacích míst požárního suchovodu do záchranných výklenků, čímž se celkový počet výklenků zmenšuje. Z hlediska statické funkce ostění, bednění konstrukce i pokládky hydroizolační fólie je optimální, pokud tvar výklenků nezasahuje za rub ostění a celý výklenek lze zakomponovat do tloušťky ostění, která v opěři hloubených tunelů dosahuje značných rozměrů. Zatímco výklenky SOS nebo záchranné výklenky nelze vzhledem k jejich rozměrům do ostění integrovat, v případě výklenků požárních hydrantů a výklenků šachet čištění boční tunelové drenáže toho lze u silničních tunelů dosáhnout vhodnou optimalizací jejich tvaru a způsobem průběhu drenáží. Další výhodou „skrytí“ výklenku do ostění je, že zadní stěna výklenku nezasahuje do stavební jámy, čímž je zachována stejná manipulační šířka podél tunelové trouby. To hraje ve stísněných poměrech stavebních jam zásadní roli jak při betonáži ostění a provádění hydroizolací, tak při provádění zásypů.

Jako příklad optimalizace tvaru výklenků lze uvést výklenky čištění drenáže u tunelů Libouchec a Panenská, které se oba nacházejí na dálnici D8 před hranicí se SRN. S předstihem projektovaný tunel Panenská měl výklenky čištění drenáže navržené pro původní průměr šachet podle zadávací dokumentace, a to zásadním způsobem ovlivnilo hloubku výklenku. Při projednávání technického řešení tunelu Libouchec se podařilo díky pozitivnímu přístupu investora zmenšit průměr šachet na čištění boční tunelové drenáže na pouhých 500 mm při hloubce šachet 1,5 m. Výsledný efekt ukazuje obr. 7, na kterém je vlevo bednění výklenku na tunelu Panenská, vpravo optimalizovaný tvar pro tunel Libouchec. Pro betonáž kratšího tunelu zhotovitel neváhal nechat vyrobit nové bednění formy výklenků.

Při projektování realizační dokumentace tunelů stavby 513 silničního okruhu kolem Prahy využil zpracovatel realizační dokumentace zkušeností z tunelu Libouchec a po četných jednáních s investorem a budoucím provozovatelem se mu podařilo prosadit zmenšení průměru šachet čištění boční drenáže z 800 mm na 600 mm. Výsledek optimalizace byl ještě mnohem markantnější, než u tunelů na dálnici D8. Hlavní obavou investora při zmenšení průměru šachty je následná údržba. Zkušenosti z provozu ukazují, že



Obr. 7 Bednění původního (vlevo) a optimalizovaného (vpravo) tvaru výklenku čištění drenáže

Fig. 7 Formwork for the original shape (left) and optimised shape (right) of the drainage cleaning recess

both sides of the structure failed. As the result, asymmetric loads acting on the structure developed, despite the fact that the final terrain level after the backfilling is horizontal in the cross section. The asymmetry of the loading due to non-uniform compaction was proved subsequently by surveying of the lining, which was carried out at a measurement station, similar to the measurements of deformations of the primary lining. The angular rotation and displacements of the tunnel were not caused by instability of the sub-grade in this particular case. They were caused by the backfilling technique, where deformations of the lining occurred in the direction of the hard to compact backfill along the tunnel sides. The vector representation of deformations of both tunnel tubes shown in Fig. 5 corresponds to this opinion.

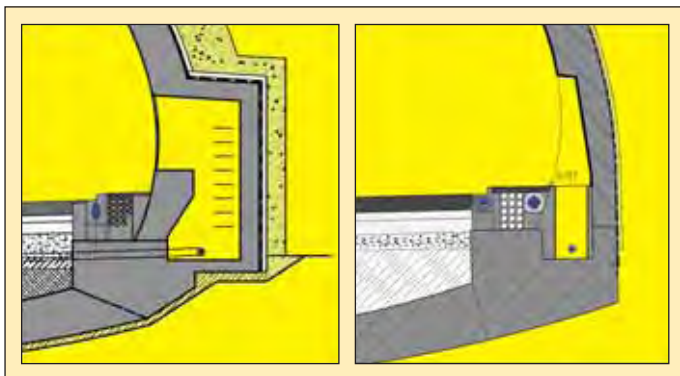
While the shape of the structure at the western portal of the tunnel did not have to be changed and the designed inverted arch, after some modifications, was adequate to the geological conditions encountered, the designer for the detailed design proposed, when the construction trench excavation on the opposite portal side was finished, a change in the cut-and-cover tunnel foundation system for this section. Even though the weathering zone reached rather great depths, the geotechnical parameters found at the foundation base level were already sufficient to allow transition from the flat foundation of the tunnels on the inverted arch to foundation on footings. In doing so, the designer encountered time-related problems having to change the design, but the reduced volume of earthmoving and concrete casting work, simplified work and savings in investment costs in the order of tens of millions CZK were worth the effort.

The most marked example of asymmetric loading on cut-and-cover tunnels is a portal section of the Libouchec tunnel on the D8 motorway in the section between the city of Ústí nad Labem and the border between the Czech Republic and Germany. In the case of the southern portal of the Libouchec tunnel, the eastern tunnel tube had to be extended during the course of the construction by up to 24m with respect to the backfilling operations and the gradients of slopes of the embankments. For space-related reasons, it was impossible to substantially change the layout in the area of the portal and shift the tunnel service building structure. For that reason, the backfill was terminated at the level of the tunnel vault crown and the eastern side of the tunnel adjacent to the service building was left completely exposed. The aesthetic concept of the cladding of the exposed tunnel side in the Krušné Mountains landscape is shown in Fig. 6. The lining under the basalt cladding is in water retaining concrete.

IMPORTANCE OF THE OPTIMISATION OF THE SHAPE OF RECESSES

While the external formwork for mined tunnels is provided by a primary lining, it is necessary in the case of cut-and-cover tunnels to equip the travelling formwork with an outside shutter. Part of the safety equipment of road tunnels are recesses for SOS cabins, fire hydrant recesses or recesses for cleaning manholes on side drains, which usually protrude from the lining and complicate the operations. In railway tunnels, the situation is similar because there are safety recesses installed at maximum 25m intervals among tunnel safety elements. An advantage of rail tunnels is the fact that installing the side drainage cleaning manholes and connection points of the (dry) fire main in safety recesses is allowed, thus the total number of recesses is reduced. As far as the structural function of the lining is concerned, the work on the form and the application of a waterproofing membrane are optimal if the shape of recesses does not extend beyond the outer side of the lining and the entire recess can be incorporated into the lining wall thickness, which is quite great at the side wall level of cut-and-cover tunnels. Whereas SOS recesses or safety recesses cannot be integrated into the lining because of their dimensions, the incorporation is possible in the case of fire hydrant recesses and recesses for cleaning manholes on side drains in road tunnels by optimising their shape and adapting the routes of drains. Another advantage of “hiding” a recess in the lining is the fact that the rear wall of the recess does not protrude into the construction trench, therefore a uniform width of the handling space along the tunnel tube is maintained. This feature plays a crucial role in the constricted space in construction trenches, during casting of the lining and installing of waterproofing layers, as well as during backfilling operations.

As an example of the optimisation of the shape of recesses, we can mention the drainage cleaning recesses in the Libouchec and Panenská tunnels, which are both found on the D8 motorway, before the border with the FRG. The drainage cleaning recesses for the Panenská tunnel, which was designed in an advance, were designed for the original diameter of the manholes given by the tender documents, which fact principally affected the depth of the recess. When the technical solution for the Libouchec tunnel was being negotiated, the side drainage cleaning manhole diameter was successfully reduced to a mere 500mm at the manhole depth of 1.5m, thanks to the owner's positive attitude. The resultant effect is shown in Fig. 7, in which the formwork for the Panenská tunnel is on the left side and the optimised formwork shape



Obr. 8 Optimalizace tvaru výklenku u tunelů SOKP 513

Fig. 8 Optimisation of the recess shape in the PCCR 513 tunnels

průměr šachty nečiní při čištění žádné problémy. Zásadní roli hraje pravidelná údržba drenážního systému, zejména v prvních letech po uvedení tunelu do provozu, kdy dochází k vyluhování jemných částic z horninového masivu i ze stříkaného betonu primárního ostění. Při prvním čištění po uvedení tunelu do provozu se ukázalo, že sedimenty v potrubí mohou dosahovat značných tloušťek. K rozptýlení obav investora přispělo zmenšení hloubky šachet. Tunely SOKP 513 se nacházejí ve dvou protisměrných obloucích s příčným sklonem vozovky 2,5 %. Na základě zahraničních zkušeností navrhl projektant natáčení celého profilu tunelu podle příčného sklonu vozovky, čímž uspořil na hloubce šachty oproti původnímu návrhu cca 15 cm a zejména zjednodušil přístup k drenážím, což hraje zásadní roli při jejich pravidelném čištění. U nenatočeného profilu při šířce třípruhového tunelu 14,5 m, u čtyřpruhového dokonce 18 m, příčný sklon výrazně ovlivňuje prostorové uspořádání na boku tunelu a tím i hloubku drenáží pod úroveň chodníku. Zmenšení průměru šachty a použití zalomení zadní stěny výklenku (opět dle zahraničního vzoru) vedlo k takovému zmenšení výklenku čistění drenáže, že konstrukčně nezasahoval do rubu ostění hloubeného tunelu. Význam optimalizace tvaru výklenku je zřejmý z obr. 8, kde je porovnán tvar konstrukce podle zadávací a podle realizační dokumentace. Stejný tvar výklenku čistění drenáže byl použit i pro výklenky požárních hydrantů, což bylo umožněno návrhem moderních tunelových hydrantů s vývody typu A a B nad sebou kolmo k ose tunelu. To vedlo k dalšímu zjednodušení bednicích prvků definitivního ostění. Tento tvar výklenků, vyvinutý z potřeby zjednodušení bednění hloubených tunelů, byl nakonec použit i v ražených úsecích tunelů stavby 513.

Naopak negativní dopad do konstrukčního řešení tunelového ostění měly požadavky na vedení drenáží. Zatímco v ražené části tunelu probíhá tunelová drenáž podél patky ostění přímo, u hloubeného tunelu zabíhá kvůli tvaru rubu ostění tunelu do výklenku na čistění drenáže a následně vybíhá opět za rub ostění. Úhel odbočení hraje významnou roli z hlediska konstrukčních úprav výztuže ostění. Zatímco na tunelu Libouchec probíhalo odbočení pod úhlem 30°, v případě tunelů stavby SOKP 513 požadoval investor provést odbočení pod úhlem pouhých 15° s ohledem na lepší možnost revize a čistění drenážního potrubí. Zdánlivě ideální řešení z hlediska vodozábrany se negativně promítlo do konstrukčního řešení z hlediska stavebního. Prodloužení úseku, kde drenážní trubka prochází patou tunelu, i nepříznivý úhel drenáže k ostění ovlivnily provádění výztuže na úseku délky přes 3 m (viz obr. 9). Příklad ukazuje nutnost hledání kompromisů při nalezení optimálního technického řešení a posuzování konkrétních detailů z pohledu všech zúčastněných profesí.

IZOLOVAT, ČI NEIZOLOVAT?

V současné době je ve většině případů v ČR zajištěna vodonepropustnost ostění hloubených tunelů hydroizolační fólií. Standardně používaná signální vrstva plní svou funkci i v případě ražených tunelů, kdy lze pomocí vrypů do signální vrstvy kontrolovat případná poškození způsobená např. při instalaci výztuže. U hloubených tunelů představuje největší nebezpečí pro hydroizolační fólii provádění zásypů a hutnění v těsné blízkosti konstrukce. V tomto případě signální vrstva již nemůže při identifikaci poškození pomoci a vady se projeví zpravidla až po provedení zásypů nebo dokonce po uvedení tunelu do provozu. Podzemní voda prosakující poškozeným místem hydroizolační fólie neproniká do tunelu v místě poruchy, ale v pracovní či dilatační spáře nebo v místě oslabení betonu ostění. Sanace takového problému je obtížná a finančně i časově náročná. Snahou projektanta i zhotovitele proto je navrhnout ochrannou vrstvu hydroizolační fólie tak, aby se riziko poškození minimalizovalo. Možností je několik. Při výstavbě železničního tunelu Vepřek navrhl projektant po dohodě se zhotovitelem a investorem ochranu hydroizolační fólie tl. 3 mm



Obr. 9 Přerušení výztuže při průchodu drenáže ostěním

Fig. 9 Cutting out of reinforcement bars for the passage of drainage through the lining

for the Libouchec tunnel on the right side. The contractor did not hesitate to order new forms for the recesses when casting the shorter tunnel.

When working on the detailed design for tunnels on construction lot 513 of the Prague City Circle Road, the designer used the experience obtained on the Libouchec tunnel and, after numerous discussions with the project owner and future operator, he managed to push through the reduction of the diameter of side drainage cleaning manholes from 800mm to 600mm. The result of this optimisation was even more visible than that in the case of the tunnels on the D8 motorway. The main concern of the owner was the future maintenance if the diameter is reduced. The experience gained during operation shows that the diameter of a manhole causes no problems during the drainage cleaning. The crucial role is played by regular maintenance of the drainage system, first of all during the first years after the tunnel commissioning, when washing out of fines from the ground mass and the shotcrete primary lining takes place. It turned out during the initial cleaning after the tunnel commissioning that the thickness of sediments in the pipeline can be significant. The reduction in the depth of manholes contributed to dispelling the owner's concerns. The PCCR 513 tunnels are found on two reverse curves with the transverse incline of the roadway of 2.5%. The designer, using experience from abroad, proposed that the entire tunnel profile be rotated proportionally to the transverse incline of the roadway, thus he saved about 15cm of the manhole depth compared to the original design and, first of all, simplified the access to drains, which fact plays crucial role during regular cleaning of the drains. In the case of a non-rotated profile, at the triple-lane tunnel width of 14.5m and even 18m width in the case of the quadruple-lane tunnel, the transverse incline significantly affects the geometric design on the tunnel side, thus also the depth of drains under the pavement surface. Reducing the manhole diameter and using a rebated rear wall of the recess (again according to a foreign model) led to such reducing of the drainage cleaning recess dimensions that the structure did not reach the external side of the cut-and-cover lining. The importance of optimising the shape of the recess is obvious in Fig. 8, where



Obr. 10 Ochrana hydroizolace stříkaným betonem

Fig. 10 Protection of the waterproofing with shotcrete



Obr. 11 Ochrana hydroizolace recyklátem pryže ELTEC

Fig. 11 Protection of the waterproofing with ELTEC recycled rubber plates

pouze pomocí geotextilie 800 g/m² a šterkopískovým obsypem (viz obr. 2). Díky precizní a bezchybné práci zhotovitele Metrostav se podařilo hloubené úseky dokonale zaizolovat a po 8 letech provozu lze konstatovat, že hydroizolační fólie plní svou funkci.

Při výstavbě tunelů stavby SOKP 513 navrhoval projektant zadávací dokumentace ochranu hydroizolační fólie pomocí stříkaného betonu. Jedná se o spolehlivý způsob, který byl použit např. při výstavbě tunelu Sitina v Bratislavě (viz obr. 10). Jeho použití však v případě tunelů SOKP 513 narazilo na prostorové poměry ve stavební jámě. Omezený prostor mezi stěnou jámy a ostěním tunelu technicky neumožňoval nástřik betonu provést. Zhotovitel SKANSKA BS proto společně s projektantem RDS hledali alternativní řešení, které by zohlednilo zvýšené riziko poškození fólie při manipulaci mechanismy ve stísněných poměrech jámy. Ochrana fólie pouze geotextilií v tomto případě nezaručovala bezchybné provádění prací. Původně navrhovaný stříkaný beton po řadě diskusí nahradily nakonec pásy recyklátu. Zhotovitel nejprve použil na kratším 70 m dlouhém přesypaném tunelu pásy z recyklované pryže ELTEC GR 850 FS tloušťky 20 mm. Trvanlivost i odolnost pásů proti mechanickému poškození dokladovaly atesty výrobku prováděné v souvislosti s jeho použitím pod pražci na železnici. Instalace na ostění tunelu probíhala bez větších problémů a výrobcem dokladované mechanické vlastnosti materiálu dávaly záruku dobrého výsledku (viz obr. 11). Komplikace přišly v okamžiku, kdy je nikdo nečekal, a jak se později ukázalo, souvisely s klimatickými podmínkami. Paradoxně se jednalo o počasí pro provádění izolačních prací optimální. Při osvětlení slunečními paprsky se díky černé barvě materiál začal rychle zahřívat a následně měknout. Vlastní vahou tak došlo k protažení a nežádoucímu zvlnění. Svou roli hrál i tvar tunelu, jehož boky byly svislé a pásy nebyly k ostění nijak upevněny. I přes určitou komplikaci při provádění se podařilo zpětně zásypy zvládnout a v dnešní době je již tunel v celém rozsahu zasypán (viz obr. 12). Získaná zkušenost byla pro účastníky výstavby cenným poučením a pro ochranu izolace přes 170 m dlouhých úseků na portálu Komořany a 85 m dlouhých úseků na portálu Cholutice již zhotovitel použil recyklát S-FOAM, který i při zahřátí své mechanické vlastnosti zásadně neměnil.

Použití hydroizolační fólie není jedinou možností, jak zajistit vodonepropustnost ostění hloubeného tunelu. Další způsob představuje použití betonu odolného proti průsakům s těsněním pracovních a dilatačních spár mezi bloky betonáže spárovými pásy. V menším rozsahu došlo k úspěšnému nasazení této alternativy již na hloubených úsecích tunelů Vepřek a Libouchec, i když délka úseků nepřekročila 40 m. Ostění hloubených tunelů odolné proti průsakům navrhl projektant i na železničních tunelech Malá Huba a Hněvkovský I., při realizaci se však nepodařilo zajistit požadovanou kvalitu provádění betonu a konstrukce musela být dodatečně izolována pomocí fólie. Vodonepropustný beton se použil i na části tunelů staveb Metro IVC1 a tunelového komplexu Blanka.

Další rozsáhlé použití ostění z betonu odolného proti průsakům se v ČR nyní chystá. V listopadu 2009 započalo hloubení stavební jámy dvoukolejného železničního tunelu Votický na tratěvém úseku Votice–Benešov u Prahy. Tunel je vzhledem k nízkému nadloží v celé délce 590 m prováděn jako hloubený. Jeho délka byla příčinou, proč se projektant po dohodě s investorem rozhodl při zajištění vodonepropustnosti nespolehat na hydroizolační fólii. Vzhledem k tomu, že vodonepropustné ostění dosud nebylo v takovém měřítku v ČR použito, a i s ohledem na negativní zkušenosti z již zmiňovaných tunelů Malá Huba a Hněvkovský I., si investor vymínil jako pojistku pro lepší odvod prosakující vody použít alespoň v části horní klenby novou fólii. I když navržený způsob

the structure shape required in tender documents is compared with the shape according to the detailed design. The same shape of the drainage cleaning recess was even used for fire hydrant recesses. This use was possible owing to a modern tunnel hydrant design with the outlet types A and B found above one another, perpendicular to the tunnel centre line. This improvement led to further simplifying of the formwork for the final lining. This shape of recesses, which was developed on the basis of the need for simplifying the formwork for cut-and-cover tunnels, was eventually used even in mined tunnel sections of the tunnels on construction lot 513.

Conversely, requirements for the alignment of drains had a negative effect on the tunnel lining. While in a mined part of a tunnel the tunnel drainage runs directly along the tunnel footings, it diverts to the drainage cleaning recess and subsequently returns beyond the external surface of the lining in the case of cut-and-cover tunnels. The diversion angle plays an important role in terms of structural changes in the reinforcement of the lining. While the diversion angle was 30° in the Libouchec tunnel, the PCCR 513 project owner required the diversion to be only at 15° so that inspections and cleaning of drains were easier to perform. The solution, which was seemingly ideal from hydraulic engineer's point of view, negatively projected itself into the design of the tunnel structure. The extension of the section in which the drainage pipe runs through the tunnel footing and the unfavourable angle between the drain and the lining affected the reinforcement placing operation within an over 3m long section (see Fig. 9). This example shows how necessary it is to seek compromises in searching for an optimum technical solution and assessing particular details from points of view of all professions collaborating on the design.

WATERPROOFING – WITH OR WITHOUT IT?

At the moment, the majority of cases water-tightness of cut-and-cover tunnel linings are secured by waterproofing membranes. A signal layer, which is used as the standard, fulfils its role in the case of mined tunnels, where visible notches in the signal layer allow the inspection of contingent defects caused, for example, when reinforcement bars are being placed. As far as cut-and-cover tunnels are concerned, the greatest threat to a waterproofing membrane is presented by backfilling and compacting the backfill in a close vicinity of the structure. In this particular case the signal layer can never help to identify damage and defects are usually discovered too late, when the backfill has been completed or even later, after the tunnel is opened to traffic. Ground water seeping through the damaged point in the waterproofing membrane does not leak into the tunnel in this location. Instead it leaks through a day joint or expansion joint, or in a location where the concrete forming the lining is weakened. Solving of such a problem is a difficult task, demanding in terms of costs and time. The designer and the contractor therefore make all efforts to design a protective waterproofing membrane layer minimising the risk of damage. There are several options available. In the case of the Vepřek rail tunnel construction, the designer proposed and the contractor and the project owner agreed to protecting the 3mm thick waterproofing membrane only with an 800 g/m² geotextile and gravel-sand backfill (see Fig. 2). Owing to the precise and flawless work of Metrostav a.s., the contractor, the cut-and-cover tunnels were provided with perfect waterproofing and, after 8-year operation, it is possible to state that the waterproofing membrane fulfils its function.

Regarding the tunnels on the PCCR lot 513, the designer for the tender documents proposed protecting the waterproofing membrane by a shotcrete layer. This reliable method was used before, for example during the construction of the Sitina tunnel in Bratislava. (see Fig. 10). The application of this method to the PCCR 513 tunnels was found impossible due to the lack of space in the construction trench. Owing to the constricted space between the side of the trench and the tunnel lining, the application of shotcrete was technically impossible. The contractor, SKANSKA BS, together with the designer, for that reason sought an alternative solution which would allow for the increased risk of damaging the membrane by equipment moving in the constrained conditions of the construction trench. Protecting the membrane only by geotextile in this case did not guarantee flawless execution of the works. The originally designed shotcrete was, after numerous discussions, replaced by sheets of recycled rubber. First, the contractor used 20mm thick ELTEC GR 850 FS recycled rubber sheets on the shorter, 70m long false tunnel. Durability and resistance of the sheets against mechanical damage were documented by certificates which had been issued in the connection with testing of this product for its use under sleepers on rail tracks. The application to a tunnel lining did not encounter bigger problems and the mechanical properties of the material declared by the manufacturer gave a guarantee of a good result (see Fig. 11). Complications arose at the moment when nobody expected them. As it turned out later, they were associated with climatic conditions. Paradoxically, the weather was optimal for the application of a waterproofing membrane. When exposed to the sun light, owing to its black colour, the cladding material quickly started to heat up and subsequently to soften. Then it got elongated by its own weight and undesirably undulated.



Obr. 12 Kompletní zásyp hloubeného tunelu

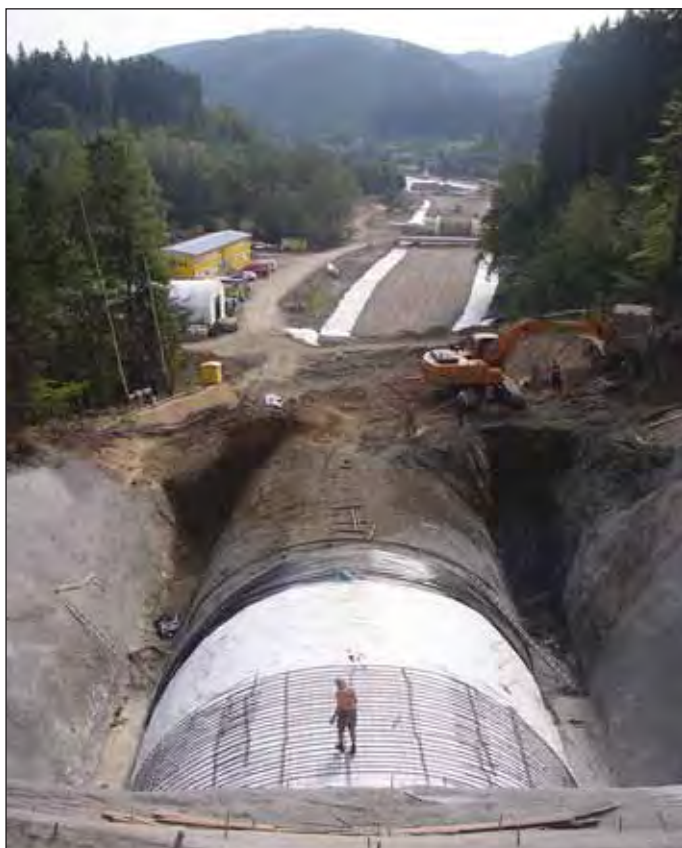
Fig. 12 Complete backfill of a cut-and-cover tunnel

klade vysoké nároky na provádění, věříme, že úspěšná realizace povede k většímu rozšíření používání vodonepropustných ostění v ČR a rozptýlí počáteční obavy investora. Provádění vyžaduje věnovat mimořádnou pozornost návrhu betonové směsi, správnému způsobu hutnění, preciznímu provádění detailů, stanovení doby odbednění i ošetřování betonu po odbednění. Vznik trhlin je třeba minimalizovat snížením hydratačního tepla i důsledným ošetřováním betonu v počátečních okamžicích po odbednění nejen z hlediska vysychání, ale i s ohledem na tepelný šok. Cenou za precizní provedení bude minimální riziko průsaků a pokud k nim přece jen dojde, pak to bude skutečně v místě, které je problematické, což se u varianty s hydroizolační fólií prohlásit nedá. Lokalizace poruchy je v případě fólie velmi obtížná a sanace průsaků náročná a nákladná, naopak u voděodolného ostění je místo poruchy snadno identifikovatelné a sanovatelné.

V zahraničí bylo ostění hloubených tunelů z betonu odolného proti průsakům vody již mnohokrát s úspěchem použito. I u tunelů s vysokou hladinou podzemní vody jsou tzv. „bílé vany“ běžně zvládnutým pracovním postupem.

TUNELY ČÁSTEČNĚ HLOUBENÉ, ČÁSTEČNĚ RAŽENÉ

Pod trochu kontroverzním názvem této části článku se skrývají konstrukce hloubených úseků tunelů ražných pod zastropením. Metoda výstavby se v ČR výstižně nazývá „želva“. Důvodů proč sáhnout k tomuto způsobu



Obr. 13 Tvarování horniny do profilu klenby

Fig. 13 Moulding of ground into the shape of a vault

The tunnel shape also played its role. The sides were vertical and the sheets were not fixed to the surface by any means. Even despite a certain complication during the work, the backfill was successfully completed and today is completely covered (see Fig. 12). The experience which was gained became a valuable lesson for the parties to the construction. The contractor subsequently used S-FOAM recycled plates, which did not significantly change mechanical properties when heated, for the protection of the waterproofing of over 170m long sections at the Komořany portal and 85m long sections at the Cholutice portal.

The use of a waterproofing membrane is not the only way to ensure waterproofing of a cut-and-cover tunnel lining. Another technique is represented by the use of water retaining concrete with construction joints and joints between concrete casting blocks sealed by waterstops. This alternative was successfully used to a smaller extent even before, on cut-and-cover sections of the Vepřek and Libouchec tunnels, where the length did not exceed 40m. The water retaining lining of cut-and-cover tunnels was proposed by the designer even for the Malá Huba and Hněvkov I rail tunnels. Unfortunately, the contractor failed to maintain the required quality of processing the concrete, therefore the structure had to be provided by a waterproofing membrane. The water retaining concrete was also used on some section of the underground line IVC1 and of the Blanka complex of tunnels in Prague.

The next use of water retaining concrete in the Czech Republic is now prepared. The excavation of a construction trench for the Votice double-rail tunnel on the Votice – Benešov u Prahy track section started in November 2009. Because of the shallow depth of the cover, the tunnel is designed throughout its length of 590m as a cut-and-cover structure. Its length was the cause why the designer, with owner's approval, decided not to rely on a waterproofing membrane when securing the waterproofing. Taking into consideration the fact that such the extent of a watertight concrete lining has not been used in the Czech Republic yet and with respect to the negative experience with the use on the above-mentioned Malá Huba and Hněvkovský I tunnels, the owner insisted on the application of a dimpled membrane to the upper part of the vault as an insurance providing better evacuation of water seeping through the backfill. Even though the designed construction technique puts heavy demands on workmanship, we believe that successful completion will lead to wider spreading of the use of water retaining concrete linings in the Czech Republic and will dispel the owner's initial concerns. This work requires exceptional attention to be paid to the concrete mix design, a proper compaction technique, precise workmanship on details and determination of the stripping time and curing time after the form stripping. Developing of cracks must be minimised by reducing the heat of hydration and thorough curing of concrete immediately after the form stripping, not only as far as concrete drying is concerned but also with respect to a thermal shock. The precise workmanship will be rewarded by minimised risk of seepage and, if it occurs despite the measures, it will be in a location which is really problematic. This cannot be stated in the case of the waterproofing membrane variant. Locating a defect is a really difficult task in the case of a plastic membrane and sealing of leaks is a difficult and cost demanding operation, whereas the defect location is easy to find and remedy in the case of a water retaining concrete lining.

Cut-and-cover tunnel linings in water retaining concrete have already been many times successfully used abroad. The so-called "white tank" technology (Translator's note: "white tank" in the meaning of Austrian standards) is currently commonplace even in the case of tunnels where the water table level is high.

PARTLY CUT-AND-COVER AND PARTLY MINED TUNNELS

The little bit controversial heading of this part of the paper contains structures of cover-and-cut tunnels, where the mining is carried out under a roof deck. This construction method is aptly called the "tortoise" in the Czech Republic. There are several reasons for choosing this construction



Obr. 14 Ražba tunelu Malá Huba pod provizorní klenbou
Fig. 14 Driving the Malá Huba tunnel under the temporary vault

provádění je hned několik a některé budou v dalším textu prezentovány na již realizovaných stavbách. Proč razit tunel pod zastropením?

Prvním z důvodů je omezení šířky i hloubky stavební jámy a minimalizace objemu výkopů. K hloubení tunelů dochází v místě, kde výška nadloží nedovoluje ekonomickou a bezpečnou ražbu tunelu. Geotechnické poměry v dolních partiích stavebních jam však již v řadě případů poskytují dostatečnou stabilitu masivu pro ražbu. V případě zmiňovaných železničních tunelů Malá Huba a Hněvkovský I. by vzhledem k reliéfu terénu představovalo standardní otevření svahované stavební jámy značný zásah do krajiny. Proto projektant navrhl použít „metodu želva“, kdy se na vytvarovaný rostlý terén dna svahované stavební jámy po obvodu kaloty tunelu osadila separační fólie a na ní vybetonovala vlastní klenbová konstrukce provizorního ostění, která svým tvarem připomíná krunýř želvy (viz obr. 13). Na obrázku jsou znázorněny fáze provádění od vytvarování zemního tělesa, přes pokládku separační fólie a geotextilie až po zahájení montáže výztuže klenby. Po dosažení potřebné únosnosti klenby je možné konstrukci zasypat a ražba již probíhá pod její ochranou. Klenba plní funkci primárního ostění a postup výstavby pod ochrannou klenbu odpovídá postupu při konvenčním způsobu tunelování. Kromě menších rozměrů stavební jámy je další výhodou možnost použití subtilnějšího ostění, než kdyby se jednalo o standardně prováděný hloubený úsek tunelu. Toho je dosaženo lepším podepřením konstrukce na bocích tunelu rostlou horninou, než v případě obsypaného hloubeného tunelu. Tunel prováděný pod zastropením znázorňuje na příkladu tunelu Malá Huba obr. 14, kde je již klenba zasypána a ražba pod zastropením umožnila minimalizovat objem zemních prací spojených s výkopem stavební jámy. V daném úseku nebylo možné vzhledem k malé výšce nadloží tunel razit standardním způsobem a při provádění v otevřené stavební jámě by zvláště levý bok jámy zasahoval daleko do lesa.

Jedním z důvodů ražby tunelu pod zastropením je zkrácení etapy výstavby, kdy je povrch území poškozen stavbou. To hraje hlavní roli při výstavbě městských tunelů. V tomto případě boky stavební jámy zajišťuje pažení, které zároveň slouží jako nosná konstrukce tunelu. Po zastropení tunelu lze provést povrchové úpravy a území vrátit životu ve městě. Ražba pak probíhá nezávisle na povrchu území.

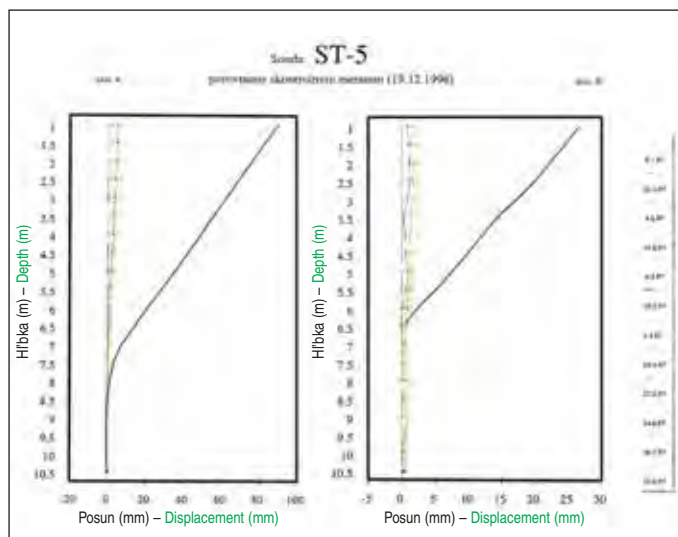
Další příklad ukazuje možnost využití této metody ke stabilizaci svahu stavební jámy. Jedná se o východní portál dálničního tunelu Branisko na Slovensku. V oblasti portálu došlo v souvislosti s ražbou průzkumné štolý i s hloubením stavební jámy pro ražbu vlastního tunelu k odtěžení značného množství horniny v patě svahu pohoří Branisko. Hloubený tunel měl být prováděn po ochranu kotvených podzemních stěn. Během prací na prohlubování stavební jámy hloubeného tunelu došlo k enormním deštům a zvodnění horninového masivu nad stavební jámou. Voda prosakovala až na bázi pokryvů a zasahovala i zvětralé polohy skalního podkladu. Svah nad tunelem se dal do pomalého, ale dlouhodobého pohybu a bylo nutné urychleně provést jeho stabilizaci, neboť v případě sesuvu přímo ohrožoval stavební jámu tunelu. Kromě povrchových drenů a odvodňovacích vrtů bylo nutné co nejrychleji zpětně přitížit patu svahu. Inklinometr osazený do podzemní stěny u nestabilního svahu již ukazoval její přelomení a nebylo času nazbyt (viz obr. 15). Další odtěžování paty svahu v místě hloubených tunelů vzniklá situace vylučovala. V místě jižního tunelu bylo okamžitě započato s úpravou terénu do tvaru klenby. Betonáž začala počátkem prosince a značně ji komplikovaly klimatické podmínky, kdy teplota klesala pod -15°C . Betonáž klenby probíhala pod plachtami, pod které byl vhnán

technique. Some of them will be presented in the following text on examples of already completed projects. Why should tunnel excavation be carried out under a roof deck?

The first reason is the fact that the width and depth of the construction trench are limited and the excavation volume is minimised. The cut-and-cover method is used in locations where the height of the overburden does not allow economic and safe tunnel excavation. Geotechnical conditions in lower parts of construction trenches often provide stability of ground mass sufficient for the application of mining techniques. Regarding the above-mentioned Malá Huba and Hněvkov I tunnels, opening of a sloped construction trench in a standard manner would have meant significant intervention into the landscape. For that reason the designer proposed using the “tortoise” method, where the natural terrain at the bottom of the sloped construction trench was moulded into the shape of the tunnel calotte roof, a separation membrane was spread on the moulded ground and the vaulted structure of the primary lining, reminiscent of a tortoise shell, was cast on it (see Fig. 13). In addition, the picture shows phases of the process, from the ground body moulding, through applying the separation membrane and geotextile up to commencing the placement of the vault reinforcement. When the required loading capacity of the vault is achieved, the structure can be backfilled and the subsequent mining operation takes place under the protection of the vault. The vault fulfils the role of a primary lining and the work under the protection of the vault corresponds to the conventional mining procedure. Another advantage is, apart from smaller dimensions of the construction trench, the possibility of designing a thinner lining than in the case of building a standard cut-and-cover tunnel. This effect is the result of better bracing of the tunnel sidewalls against natural ground mass than it is in the case of the cut-and-cover tunnel. A cover-and-cut tunnel is presented on an example of the Malá Huba tunnel (see Fig. 14), where backfill of the vault was completed and owing to the excavation under the roof deck the volume of earthmoving associated with the excavation of the construction trench could be minimised. It was impossible in the particular section to apply standard mining procedures because of a shallow overburden and, in the case of excavating an open construction trench, the left slope above all would have extended far into the forest

One of the reasons for using the cover-and-cut technique is shortening of the construction period, during which the surface of the area is affected by the construction works. This reason plays the main role when urban tunnels are in question. In such the case the sides of a construction trench are supported by bracing which serves at the same time as an element of the tunnel structure. When the roof deck has been completed, it is possible to carry out surface finishes and return the area to the life in the city. The further excavation then proceeds independently of the surface of the area.

The other example shows the possibility of using this method for stabilising a slope of the construction trench. The construction in question is the eastern portal of the Branisko motorway tunnel in Slovakia. A significant volume of ground was removed from the toe of a slope of the Branisko mountain range in the area of the portal when an exploratory gallery was being driven and the construction trench for driving of the tunnel itself was being excavated. Anchored diaphragm walls were



Obr. 15 Průběh deformace podzemní stěny po aktivaci sesuvu
Fig. 15 Diaphragm walls deformation curve after the landslide activation



Obr. 16 Klimatické poměry při betonáži želvy na tunelu Branisko
Fig. 16 Climatic conditions during the casting of the Branisko tunnel tortoise shell



Obr. 18 Přitížení paty svahu východního portálu tunelu Branisko
Fig. 18 Surcharging of the toe of the slope at the eastern portal of the Branisko tunnel

horký vzduch (viz obr. 16). Tunel délky 4975 m byl prováděn jako jednotroubový, ale u východního portálu již byl před ústím průzkumné štoly, která je vedena v trase budoucího severního tunelu, připraven zárodek druhé tunelové trouby, tvořený prefabrikovanou klenbou osazenou na základových pasech podchyčených mikropilotami (viz obr. 17). Konstrukci tvořily pouze dva prefabrikované dílce a staticky se jednalo o tříkloubový oblouk. Monolitická i prefabrikovaná klenba umožnily urychlené provedení zásypů, které zajistily přitížení paty svahu a zastavily počínající sesuv. Při ražbě pod klenbou jižního tunelu se již svahové posuny neprojevovaly. V současné době je vypsáno výběrové řízení na projekt pro územní rozhodnutí výstavby druhé trouby tunelu. Budoucí zhotovitel díky provedeným opatřením již nebude muset znovu otevírat problematickou oblast nestabilního svahu východního portálu. Na obr. 18 jsou znázorněny obě klenbové konstrukce a čelní gabionová zeď, která umožnila zvýšit objem zásypů a přitížit tak pasivní oblast potenciálního svahového sesuvu.

ZÁVĚR

Projektování a provádění hloubených tunelů není zdaleka tak jednotvárné a snadné, jak by se mohlo na první pohled zdát, i když se v něm možná neskřývá tolik tajemství, jako v případě navrhování ražených úseků tunelů. Uvedená problematika a příklady z praxe výstavby hloubených tunelů poukazují na některé aspekty, které významně ovlivnily způsob projektování a provádění uvedených tunelů. K mnoha změnám došlo až ve fázi realizační dokumentace, což bylo způsobeno jednak reakcí na skutečně zastížené podmínky, jednak snahou o nalezení optimálního řešení z hlediska provádění.

Změna projektu v úrovni realizační dokumentace je vždy náročná jak na rychlost zpracování úpravy projektu, tak i na projednání s ostatními účastníky výstavby. Proto věříme, že uvedené zkušenosti mohou být pro čtenáře inspirující a mohou jim pomoci při projektování i výstavbě tunelů.

ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.



Obr. 17 Podchyzení základových patek prefabrikované klenby
Fig. 17 Underpinning of footings of the precast vault

designed to protect the construction of the cut-and-cover tunnel. Enormous rains were encountered during the construction trench deepening operations. They saturated the ground mass above the construction trench. Water seeped down to the base of the soil cover, reaching even the weathered layer of the bedrock. The slope above the tunnel started slowly but continuously to move. It had to be quickly stabilised because it would have threatened the construction trench for the tunnel in the case of a landslide. Apart from surface drains and drainage wells, it was necessary as fast as possible to apply a surcharge to the toe of the slope. An inclinometer installed in the diaphragm wall at the instable slope had already shown that the wall was broken, there was therefore little time to waste (see Fig. 15). Because of the new situation, further cutting off of the slope toe in the cut-and-cover tunnel location was ruled out. The work on moulding of the terrain into the vault shape started immediately in the location of the southern tunnel tube. Concrete casting started at the beginning of December. It was seriously complicated by climatic conditions, with temperatures dropping under -15°C . Concrete was placed under the protection of tarpaulins and hot air was blown underneath (see Fig. 16). The 4975m long tunnel was built as a single-tube structure, but there was a short length of the other tunnel tube prepared at the eastern portal, in front of the mouth of the exploratory gallery following the alignment of the future northern tunnel tube. It was formed by a precast vault placed on foundation footings, which were underpinned by micropiles (see Fig. 17). The structure consisted only of two precast elements, structurally acting as a triple-hinged arch. Both the cast-in-place and precast vaults allowed expedited backfilling so that the surcharge to the toe of the slope could be applied and the commencing landslide be intercepted. The slope movements never appeared again during the excavation under the southern tunnel tube vault. Currently, bids have been invited to carry out the design for issuance of the zoning and planning decision for the second tunnel tube. Owing to the implemented measures, the future contractor will not have to reopen the problematic area of the instable slope at the eastern portal. Fig. 18 shows the two vault structures and the front end gabion wall, which made an increase in the backfill volume possible, owing to which the passive area of a potential landslide was surcharged.

CONCLUSION

Designing and constructing cut-and-cover or cover-and-cut tunnels is far from routine and easy job as it might seem at first glance, even though there are not so many secrets hidden in it as in the case of mined sections of tunnels. The above-mentioned problems and examples from tunnel construction praxis indicate the existence of some aspects significantly affecting the design and construction of the above-mentioned tunnels. Many changes were implemented as late as the detailed design stage. The reason was the fact that the actually encountered conditions had to be responded and an optimum solution in terms of the works execution had to be sought.

Any change at the detailed design level is always demanding in terms of the short time available for the designing work and negotiations with other parties to the construction. For that reason we believe that the experience described above can be inspiring for readers and help them in the process of designing and constructing tunnels.

ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

NORMY A ŠPECIFIKÁCIE PRE STRIEKANÝ BETÓN S ROZPTÝLENOU VÝSTUŽOU V TUNELOCH NOVÉHO ŽELEZNIČNÉHO SPOJENIA LYON – TURÍN

USE OF FIBRES, CODES AND SPECIFICATIONS IN THE CASE OF THE NEW LYON - TURIN RAILWAY CONNECTION

BENOIT DE RIVAZ, JURAJ DOJČÁK

ÚVOD

Nová železničná linka Lyon–Turín leží na križovatke hlavných európskych ciest smerujúcich zo severu na juh a zo západu na východ. Jej vybudovanie sa stáva preto projektom s vysokou prioritou v rámci EÚ. Environmentálne fórum France's Grenelle dalo projektovanému železničnému spojeniu Lyon–Turín nové impulzy. Predpokladaný termín uvedenia do prevádzky je o 20 rokov, pričom v 52 km dlhom tuneli popod Alpy, vybavenom špičkovou technológiou, bude betón vystužený oceľovými vláknami (SFRC) dôležitým prvkom stavebnej časti (obr. 1).

Spoločnosť LYON TURIN FERROVIAIRE (LTF) už tri roky progresívne pracuje na realizácii tohto megaprojektu. Ako prvé sa začali budovať šachty a prístupové tunely v Modane (4000 m), Saint Martin la Porte (2050 m) a La Paz (2572 m), 4000 metrov dlhý prístupový tunel Modane bol dokončený 1. 11. 2007, čím sa vlastne stal prvým objektom sprístupňujúcim trasu budúceho hlavného tunela. Dva ďalšie prístupové tunely Saint-Martin-la-Porte a La Paz sú v aktuálnom čase zhruba v polovici projektovanej dĺžky (medzi povrchom a hlavným tunelom). Hlavná bezpečnostná stanica, ktorá sa nachádza v strede tunela, bude spojená s prístupovým tunelom Modane.

Vybudovanie prístupových tunelov a šacht umožní rozvinúť razičské práce na hlavnom francúzsko-talianskom dvojúrovňovom železničnom tuneli zo St Jean de Maurienne do Venaus, ktorého projektovaná dĺžka je 52,5 km. Po ukončení stavby hlavného tunela sa prístupové objekty stanú plne funkčnými zložkami systému. Pri realizácii tohto projektu sa používa technológia mokrej cesty striekaného betónu s použitím najnovších poznatkov v oblasti chemických prísad, aplikačných zariadení a výstužných vlákien. Použitie oceľových vlákien ako výstuže striekaného betónu sa stalo štandardnou technikou na zabezpečenie stability razených prístupových tunelov v rozličných geologických podmienkach. Hlavnými kritériami pri výbere metódy razenia boli: rýchlosť realizácie, bezpečnosť, ochrana životného prostredia a ekonomika stavebných prác. Článok uvádza špecifické požiadavky (zariadenie, zloženie betónovej zmesi, pravidlá dimenzovania, kritéria výkonnosti, špecifikácie charakteristík, použité normy a kontrolné postupy) na striekaný betón realizovaný mokrou cestou, vystužený lepenými oceľovými vláknami.



Obr. 1 Tunel Lyon–Turín
Fig. 1 Tunnel Lyon–Turin

INTRODUCTION

The new Lyon-Turin connection (a priority project for the European Union) is located at the intersection between the north-south and east-west axes uniting Europe.

France's Grenelle environmental forum has given renewed impetus to the projected Lyon-Turin rail link. Planned to come into service in around 20 years time, the 52-km long main tunnel under the Alps will be a marvel of technology, in which the Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC) will play an essential role.

LTF (LYON TURIN FERROVIAIRE) has for 3 years progressively worked on the shafts and access tunnels at Modane (4000m), Saint Martin la Porte (2050m), and La Paz (2572m).

The 4000 m deep Modane access tunnel was completed on 1st November 2007, thus becoming the first gallery to reach the level of the future main tunnel. Two other access tunnels, at Saint-Martin-la-Porte and La Paz, are still at halfway point between the surface and the main tunnel. The main safety station, located in the middle of the tunnel, will be connected to the Modane access tunnel.

Today this work is necessary to prepare the French-Italian tunnel from St Jean de Maurienne to Venaus (52.5 km long) and is made up of two parallel bores completion, but in the future these same structures will be full functional components of the system. The access tunnels allow access to the level of the future base tunnel through the mountain itself.

The main parameters driving the tunnelling method selection are speed, safety, environment protection and impact limiting, resulting in the most economically attractive solution.

Wet-mix sprayed concrete technology has been used for this project with the latest developments in chemical additives, application equipment and fibres.

The use of fibres as reinforcement has become a standard technique to stabilise the rock early in the stage of the different access tunnel construction for different geological conditions.

This paper will describe the specific requirements, (equipment, concrete mix formula, design rules, performance criteria, method of characterisation, codes applied and control) for the wet-mix sprayed concrete reinforced with fibres used for this huge project.

1. PROJECT DESCRIPTION

Geology: assessing the terrain before the work begins

An essential first step in achieving this exceptional feat of civil engineering is to eliminate geological risks by giving the engineers the best possible geotechnical map of the area. Tunnels, especially in geologically-complex mountain areas, can only be excavated safely if the engineers have an accurate picture of the terrain. Potential dangers, caused by factors such as heat, water percolation and fragmentation of the rock, must be anticipated and eliminated. As a result, scientists have been analyzing and mapping the site since 1990.

Pressure is also an important factor that can lead to unforeseeable rock movements. These intense mechanical stresses can significantly compress the diameter of galleries – by up to 2 meters for a gallery that was initially 11 meters wide!

External view of the Saint Martin access tunnel

Type of reinforcement

A tunnelling cycle adapted to the particularities of the site
1. Consolidation of the working face by glass-fibre bolting

1. CHARAKTERISTIKA PROJEKTU

Geologické podmienky na trase tunela, zhodnotenie pred začatím prác

Rozhodujúcim krokom pre dosiahnutie úspechu plánovaného projektu je eliminovať geologické riziká dôkladným posúdením geotechnických podmienok danej oblasti. Tunely v takýchto geologicky náročných horských podmienkach môžu byť razené bezpečným spôsobom len za predpokladu ich dokonalého zmapovania. Potenciálne nebezpečenstvá, ako napríklad vysoká teplota, prítomnosť vody a poruchovosť hornín sú mapované a analyzované od roku 1990.

Dôležitým faktorom je tiež tlak, následkom ktorého môžu nastať nepredvídateľné deformácie horniny. Intenzívne namáhanie môže výrazným spôsobom znížiť priemer tunelov šírky 11 m až o 2 metre.

Prístupový tunel Modane

Spôsob vystrojenia

Technologické postupy boli prispôsobené špecifikám stavby nasledovne:

1. Konsolidácia čelby kotvami na báze sklenených vlákien;
2. Tradičná tunelová metóda s využitím mechanického lopatového rýpadla;
3. Tunel zaistený striekaným betónom s rozptýlenou výstužou a kotvami;
4. Vytážená hornina bola transportovaná nakladacími mechanizmami a nákladnými vozidlami;
- 5a. Zabudovanie podporných oblúkov;
- 5b. Zabudovanie zváraných sietí.

Na úseku prvých 800 m bol prístupový tunel razený v prostredí vápencov, vápencových ílov a anhydridov. Razenie vrtno-trhacou technológiou nespôsobovalo žiadne výrazné ťažkosti. Po prekonaní 800 m prechádzala rúra prístupového tunela do výdatných uhoľných vrstiev, pričom tieto útvary obsahovali premenlivé percentuálne podiely pieskovca s uhlím. Razenie cez toto pásmo bolo komplikovanejšie a vyžadovalo kratšie zábery (1 m) a realizáciu raziacich a vystrojuvácich prác v čiastkových sekvenciách.

Striekaný betón s rozptýlenou oceľovou výstužou

Voľba oceľových vlákien ako výstuže bola kľúčová pri plnení požadovaných parametrov ostenia daného projektu a podmienok C-C (convergence-confinement) metódy použitej pri dimenzovaní.

Základnou výstužou striekaného betónu boli rozptýlené oceľové vlákna a kotvy.

Samotný striekaný betón nemôže absorbovať deformácie, špeciálne v prostredí s vysokými napätiami. Spolupôsobením s kotvami však prispieva ku kontrole deformácie horniny.

Účelom použitej C-C metódy je odvodiť požadované parametre ostenia z kombinácie faktorov: závislosti charakteristickej horninovej krivky, z modelu vývoja radiálnych deformácií na vytáženom povrchu s axiálnom smere tunela, z charakteristickej krivky ostenia, času realizácie a umiestnenia podporných prvkov ostenia.

Z hľadiska vyššie uvedených technických požiadaviek bolo ako výstuž striekaného betónu vybrané lepené oceľové vlákno RC 65/35 BN, predovšetkým z hľadiska jeho pevnosti v ťahu a výkonnosti. Pridávanie a miešanie tohto produktu do striekaného betónu pre účely realizácie primárneho ostenia prístupových tunelov poskytuje realizačným firmám záruku technologicky bezproblémového postupu prác. Riešenie striekaného betónu s oceľovými vláknami bolo alternatívou vystužovania primárneho ostenia sieťou 150x150x7 mm. Výsledkom bola 25% úspora času realizácie so zvýšením produktivity stavebnej firmy.

2. ŠPECIFIKÁCIA VLASTNOSTÍ BETÓNU VYSTUŽENÉHO OCEĽOVÝMI VLÁKNAMI

2.1 Základné informácie o betóne vystuženom oceľovými vláknami

Únosnosť betónu vystuženého oceľovými vláknami rastie:

- s kvalitou betónovej zmesi,
- s množstvom vlákien v zmesi,
- s charakteristikami daného vlákna v betónovej zmesi (geometriou, spôsobom ukotvenia, atď.).

Kovové vlákna musia spĺňať podmienky Európskej normy NF EN 14889-1.

Mimoriadne dôležité je, aby sa dodržali nasledujúce tolerancie rozmerov.

2. Traditional tunnelling method using mechanical shovels
3. Tunnel supported by steel fibre spray concrete and roof bolts
4. Excavated material removed by loading shovel and dump truck
- 5a. Extra support provided by yielding arches
- 5b. Installation of a welded mesh

The first 800 m of the access tunnel were excavated through limestone, limestone marls and massive anhydrites. Excavation by drill and blasting did not present any major difficulties.

After 800 m the access tunnel goes through productive coal measures where the formations have variable percentages of sandstones with coal. Tunnelling through this zone was more complex and required shorter advances (1 meter) and the installation of support in several phases.

Spray concrete reinforced with steel fibre.

The choice of steel fibre was a key issue to meet the extremely high requirement of this project and the C-C (convergence confinement) method used for the design.

Main reinforcement was realized with steel fibre spray concrete and rockbolts.

Sprayed concrete cannot prevent deformations (especially in high stress environments). However it can assist to control deformations (particularly when used in combination with rockbolts).

The purpose of the used C-C method is to derive the support measure requirements from the combination of the ground characteristic curve, development of the radial deformations of the excavation in the longitudinal direction, the support characteristic curve including its installation time and location of the support measures. The C-C method is mostly used in the preliminary design of underground structures.

Faced with this challenge, glued steel fibres Dramix RC65/35BN were chosen for their strength and performance. Mixing high quality products into the spray concrete primary lining of the access tunnels brings confidence that the work will progress smoothly.

The use of SFRS was chosen to replace a mesh (150mm*150mm*7) reinforced spray concrete lining. This resulted in a 25% time saving reducing the cycle time so improving an excavation progress.

2. STEEL FIBRES REINFORCED CONCRETE SPECIFICATION AND CONFORMITY

2.1 Basic information about steel fibre reinforced concrete

The performances of steel fibre reinforced concrete increase with:

- the performances of the concrete matrix
- the amount of fibres in the mix
- The intrinsic performances of the fibre in the matrix (geometry, L/D, method of anchoring, etc.)

The metallic fibers have to comply with European Standard NF EN 14889-1

It is particularly important to comply with the following tolerances:

2.2 Proposed requirements

Drawn wire:

- tensile strength of steel wire > 1000 MPa min. (the tensile strength of the wire must be consistent with that of the matrix, high carbon steel for HPC)
 - dimensional tolerances according to the above table
 - control of the maximum network effect (mm/m³) by checking that the placement ensures best orientation of the fibers for its mechanical performances. Minimum network according to Mc Kee theory must be > 10 000 m
 - best anchoring system (hooks at ends to ensure best anchoring of the fibre in the concrete, or other systems)
- The conditioning of fibres must take into account:
- the introduction of fibres in an automatic mixing and batching plant
 - the distribution of the fibres in the concrete to obtain a perfectly uniform distribution
 - total elimination of fibres balling (prejudicial to the placement)

It is recommended to use glued fibres or any other system that can satisfy the above requirements are used.

2.3 Characterization of the SFRS

For the purposes of dimensioning a steel fibres reinforced concrete, a single experimental approach to performance characterization has to be developed for all the fibres.

Tab. 1 Tolerancie dĺžky a priemeru aplikované na vlákno podľa EN 14889-1
Table 1 Tolerances applicable to fibres according to EN 14889-1

Charakteristika Characteristics	Symbol Symbol	Relatívna odchýlka od individuálnej hodnoty Deviation relative to the individual value	Relatívna odchýlka od priemernej hodnoty Deviation relative to the average value
Dĺžka a vytvorená dĺžka Length and developed length	l, ld (ak je použiteľná) l, ld (if applicable)	± 10%	
> 30 mm			± 5%
≤ 30 mm			± 1.5 mm
Priemer (ekvivalent) Diameter (equivalent)	D	± 10%	
> 0.30 mm			± 5%
≤ 0.30 mm			± 0.015 mm
Pomer Dĺžka / Priemer Length / diameter ratio	λ	± 15%	± 7.5%

2.2 Navrhované minimálne odporúčania

Ťahaný drôt:

- pevnosť v ťahu oceľového drôtu > 1000 MPa min. (pevnosť v ťahu musí byť v zhode s kvalitou betónu; použije sa napr. vlákno z vysoko uhlíkovej ocele pre vysoko pevnostné betóny HPC);
- tolerancie rozmerov podľa vyššie uvedenej tabuľky (tab. 1);
- hľadať maximálny účinok siete z vlákien (m/m^3) pomocou kontroly toho, či ich rozmiestnenie zaručuje najlepšiu orientáciu vlákien, aby sa tak dosiahla ich optimálna účinnosť. Minimálna dĺžka siete musí byť podľa teórie Mc Kee > 10 000 m;
- najlepší kotviaci systém (ohnutie vlákien na koncoch, aby sa tak zabezpečilo najlepšie ukotvenie vlákna v betóne, prípadne aj iné kotviace systémy).

Pri špecifikácii vlákien sa musí brať do úvahy:

- dávkovanie vlákien pri automatickom miešaní a v zariadení betonárky;
- distribúcia vlákien v betóne pre dosiahnutie optimálne rovnomerného rozloženia;
- úplná eliminácia zhukovania vlákien – „ježkov“ (nežiadúci efekt pri aplikácii).

Odporúča sa používať lepené vlákna alebo alternatívny iný systém, ktorý vyhovuje vyššie uvedeným požiadavkám.

2.3 Špecifikácie betónu vystuženého oceľovými vláknami

Na účely dimenzovania betónu vystuženého oceľovými vláknami sa musí vyvinúť a ujednotiť jeden experimentálny prístup pre všetky vlákna. Táto špecifikácia bude musieť definovať:

- Vlastnosti a kvalitu betónovej zmesi
 - dávkovanie cementu a jeho triedu,
 - pomer voda/cement,
 - krivku zrnitosti,
 - prísady,
 - spracovateľnosť čerstvo zamiešaného betónu,
 - pevnosť v tlaku betónu,
 - pevnosť v ťahu za ohybu betónu;
- Typ vlákna a dávkovanie;
- Vlastností striekaného betónu vystuženého vláknom.

Kvalita je daná hlavne týmito tromi parametrami:

1. geometriou vlákna (rozmary a tvar vlákien);
 2. priemerom najhrubšej frakcie kameniva v betónovej zmesi (dĺžka vlákna musí byť najmenej 2,5krát väčšia než je maximálny rozmer kameniva. Keďže zmesi striekaného betónu majú zvyčajne maximálny rozmer kameniva 10 alebo 12 mm, musia mať oceľové vlákna dĺžku 30 až 35 mm);
 3. kompaktnosť betónu charakterizovaná pevnosťou v tlaku.
- Všetky skúšky materiálov pre čerstvo namiešaný betón a vytvrdnutý betón tvoria materiálový list pre daný striekaný betón a uskutočňujú sa len raz. To znamená, že dané údaje potom možno aplikovať na akomkoľvek stavenisku, kde sa tento striekaný betón používa.

Uvedené skúšky sa realizujú v laboratóriu. Vhodnosť materiálov a kontrolné skúšky sa vykonávajú nielen pred začiatkom stavebných prác, ale aj v priebehu stavby.

This characterization will have to define:

- a) The properties and performances of the basic matrix
 - cement dose and quality
 - water/cement ratio
 - aggregate grading
 - admixtures
 - workability of the freshly-mixed concrete
 - compression strength of the set concrete
 - flexural strength of the set concrete
- b) Fibre type and dosing
- c) SFRS properties

The performance of an SFRS is mainly governed by 3 characteristics:

- the geometry (dimensions and shapes)
- the diameter of the coarsest particle in the matrix (the length of the fibre has to be at least 2.5 times the diameter of the fibre; taking into account that sprayed concrete mixes usually have coarse aggregates of maximum 10 or 12 mm, steel fibres need to be 30 to 35 mm long).
- the compactness of the matrix characterized by the compression strength of the SFRS

All the characterization tests concerning the materials, the freshly-mixed concrete and the set concrete constitute the full identity sheet for a given SFRS, and are performed once only. The data may then be applied to any job site which uses this SFRS.

These tests are executed in the laboratory. The suitability and control tests are to be performed before and during the construction.

2.4 Performance criteria

Particularly the following properties are improved by the addition of fibres:

- flexural and shear strength, owing to the streaking and the distribution of cracking
- control of the width of cracks
- limitation of shrinkage effect
- post cracking behaviour of material

Performance value obtained depends directly on the nature, shape and content of fibres.

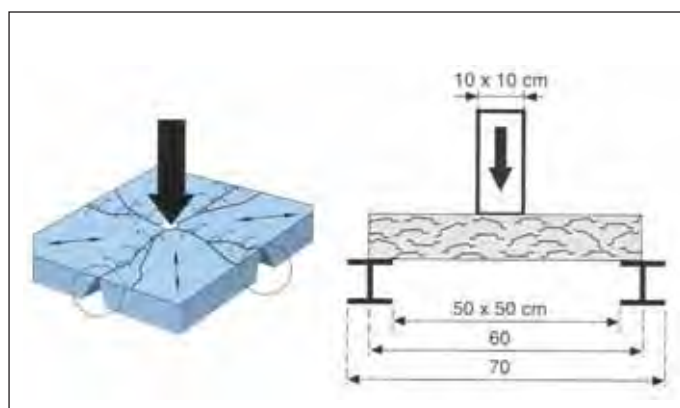
In order to check the structural behaviour of SFRS in a given construction a related test has been developed in France by G. Rivalain of the National Railway Company SNCF and G. Durand (former Alpes Essais Laboratory).

This flexural – punching square slab test simulates very effectively the behaviour of a tunnel lining under the rock pressure around rock-bolts.

This test slab also is also published in the EFNARC recommendations and it is also included in the European standard EN 14 487 for sprayed concrete.

The test plate usually used (60 * 60 * 10 cm) (see EN 14.488-5) is designed to determine the energy absorbed from the load/deflection curve.

The test allows a more realistic consideration of the biaxial deflection which can occur in certain applications.



Obr. 2 Schéma doskovej deformačnej skúšky
Fig. 2 Chart of the plate test

2.4 Kritériá únosnosti

Pridaním vlákien sa určité vlastnosti betónu zlepšia, a to najmä:

- Pevnosť v ťahu za ohybu a pevnosť v šmyku, vďaka nasmerovaniu a rozloženiu trhlín;
- Zníženie účinkov zmrašťovania;
- Vlastností betónu po vytvorení trhlín

Pevnosť striekaného betónu s oceľovým vláknom je závislá na materiálových charakteristikách, tvare a množstve vlákien v betóne. Na kontrolu jeho štrukturálnych vlastností v danej konštrukcii existuje skúška, ktorú vyvinuli G. Rivalain z Národnej železničnej spoločnosti a G. Durand z bývalého laboratória Alpes Essais. Táto ohybová dosková skúška na prepichnutie veľmi účinne simuluje správanie sa tunelového ostenia pod tlakom horniny okolo kotvy.

Uvedená skúška je tiež publikovaná v dokumentoch EFNARC a je zahrnutá aj v európskej norme EN 14 487 pre striekaný betón. Bežne používaná dosková skúška (60x60x10 cm) je navrhnutá pre stanovenie absorbovanej energie z priebehu krivky zaťaženie – priehyb (pozri EN 14.488-5). Skúška umožňuje realističnejšiu simuláciu dvojsového priehybu, než by sa mohol vyskytnúť v určitých aplikáciách (obr. 2).

Súčasťou skúšobného programu je daná doska, pričom je vhodná na kontrolu všetkých parametrov ovplyvňujúcich kvalitu betónu vystuženého vláknami (podrobne špecifikovaných v projektových podkladoch).

Skúšobná doska tiež umožňuje porovnanie rozličných typov vlákna a vlastností betónu vystuženého sieťovinou s betónom vystuženým vláknom, za predpokladu, že spôsob porušovania je totožný. Ak je špecifikovaná kapacita absorpcie materiálu, musí sa stanoviť pomocou doskovej skúšky podľa normy EN 14 488-5.

Na základe tejto skúšky sú definované tri triedy striekaného betónu s oceľovým vláknom (E500, E700 a E1000):

- 500 Joulov pre dobré horninové prostredie,
- 700 Joulov pre stredne náročné horninové prostredie,
- 1000 Joulov pre obtiažne horninové prostredie.

Pri tej istej triede betónu je množstvo absorbovanej energie výrazne ovplyvnené typom vlákna (napr. pomer dĺžky voči priemeru) a množstvom vlákna. Čím vyšší je pomer dĺžky voči priemeru a čím vyššie je dávkovanie výstuže, tým vyššie sú pevnostné parametre striekaného betónu s oceľovým vláknom.

Na stanovenie účinnosti striekaného betónu s oceľovým vláknom je dosková skúška vhodnejšia v porovnaní s trémčkovou skúškou.

Doska korešponduje oveľa lepšie s podmienkami reálneho tunelového ostenia než skúšobný trémček. Podpera dosky na štyroch okrajoch simuluje spojitost' ostenia striekaného betónu:

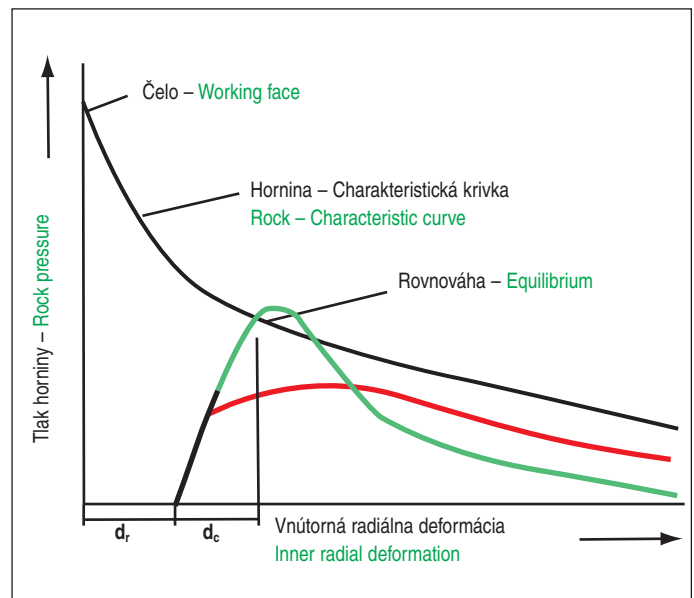
- 1) Oceľové vlákna v doske pôsobia minimálne v dvoch smeroch a nie v jednom smere ako v prípade trémčkovej skúšky, pričom účinok vystuženia vláknom v doske je veľmi podobný skutočnému chovaniu sa ostenia zo striekaného betónu s oceľovým vláknom.
- 2) Striekaný betón vystužený oceľovým vláknom možno veľmi ľahko porovnať so striekaným betónom vystuženým sieťovinou za predpokladu, že sa podrobí rovnakým skúškam.
- 3) Dosková skúška je navrhnutá tak, aby sa stanovila absorbovaná energia určená z napäťovo-deformačnej krivky vo forme parametra húževnatosti. Skúška má takú zostavu, aby modelovala realističnejšie dvojsové ohyby, ku ktorým dochádza pri niektorých aplikáciách, predovšetkým pri primárnom ostení horniny. Uvažuje sa zaťaženie stredového bodu na doske, ktoré predstavuje ukotvenie ostenia k hornine pomocou kotvy. Preukázalo sa, že táto skúška je veľmi výhodná a užitočná.

Dosková skúška je vhodná pri predbežnom overovaní parametrov ovplyvňujúcich kvalitu betónu vystuženého oceľovými vláknami, v súlade so špecifikáciou uvedenou v projektových dokumentoch. Pri rutínnej kontrole kvality by sa mali realizovať skúšky stanovenia pevnosti a takisto skúšky vyplavením s určením množstva vlákien v betóne priamo na stavenisku.

Z tohto dôvodu sa táto skúška používa len na porovnanie oceľovej sieťoviny a oceľových vlákien (teda materiálov s tým istým E modulom).

Vplyv malej šírky trhlín a teda aj malých priehybov a rotácií na únosnosť betónu považujú v súčasnosti projektanti za veľmi dôležitý (obr. 3).

Pre rôzne tunely (Modane, Saint Martin, La Praz) projektu LYON-TURÍN, so zohľadnením geologických podmienok a typu vystrojenia navrhnutého projektantom, bolo požadované výkonové kritérium kvality na oceľové vlákna podľa EN noriem na úrovni E = 700 Joulov.



Obr. 3 Diagram stanovenia rovnováhy horniny
Fig. 3 Chart of rock equilibrium determination

The plate is suitable for checking all parameters influencing the quality of the fibre reinforced concrete specified in the project documentation. The test plate also allows the comparison of different fibre types and mix proportions with mesh reinforced concretes (the method of failure is the same).

If the capacity for energy absorption of the material is specified, it has to be determined using a slab specimen as per standard EN 14 488-5.

Three SFERS classes (E500, E700, and E1000) are defined based on this plate test:

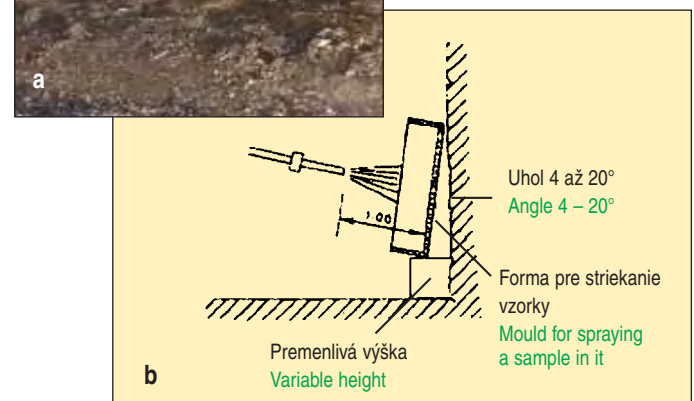
- 500 Joules for sound ground/rock conditions
- 700 Joules for medium ground/rock conditions
- 1000 Joules for difficult ground/rock conditions

For the same concrete matrix, the amount of absorbed energy is significantly influenced by the type of fibres (e.g. aspect ratio length to diameter) and the dosage of fibres. Higher aspect ratio and fibre content means a better performance of SFERS.

The plate test is more appropriate than the beam test to determine a SFERS performance:

A plate corresponds much better than a beam with a real tunnel lining; the slab support on the 4 edges simulates the continuity of the sprayed concrete lining.

1) As in reality, steel fibres act in at least two directions and not just in one direction, which is the case



Obr. 4 a, b Priprava - striekanie vzorky
Fig. 4 a, b Sample preparation

3. STRIEKANÝ BETÓN VYSTUŽENÝ OCELOVÝMI VLÁKNAMI POUŽITÝ NA PRÍSTUPOVÝCH TUNELOCH

Pri razení prístupových tunelov sa na budovanie primárneho ostenia používa striekaný betón aplikovaný mokrou metódou vystužený ocelovým vláknom.

3.1 Betónová zmes

Betónová zmes sa pripravuje podľa nasledovnej receptúry:	
Piesok 0/4 R	1154 kg
Kamenivo 4/12,5 R	569 kg
Cement CPA CEM 1 52,5 N CE PM ES CP2 NF	425 kg
Voda	195 l
Urýchľovač Resireducto	0,35 %
Vláka Dramix RC65/35 BN	25 kg

3.2 Pevnosť betónu v tlaku

V projektovej dokumentácii projektu sa požaduje trieda betónu primárneho ostenia C30/37. Vyššia pevnosť v tlaku betónu za účelom dosiahnutia požadovanej bezpečnosti nie je potrebná. V skutočnosti je však možno hodnotu absorpcie energie zvýšiť použitím vyššej pevnosti betónu meranej po 28 dňoch, ale táto veličina by nemala byť preceňovaná. Pre funkciu striekaného betónu v primárnom ostení tunela má väčší význam vysoká úroveň húževnatosti a polotuhosť dočasného ostenia (základ metódy NRTM). Maximálna pevnosť v tlaku by pri skúške nemala byť vyššia než 35MPa. V zásade platí, že pevnosť v tlaku po niekoľkých hodinách, dokonca aj po niekoľkých minútach, môže byť dôležitejšia než 28dňová pevnosť v tlaku.

3.3 Skúšky betónu a príprava vzoriek

Dosková skúška bola realizovaná na stavenisku podľa noriem EN. Dosky určené na ohybovú skúšku na prepichnutie, musia byť vyrobené vo formách s rozmermi 600x600x100 mm. Pri príprave vzoriek sa musí dosiahnuť rovný povrch a hrúbka vzorky 100 mm (obr. 4 a, b). Vzorky striekaného betónu sa musia pripraviť precízne, podľa tých istých podmienok, aké sú odporúčané pre reálne práce v tuneli. Ide o zloženie betónu, striekací stroj, obsluhu striekacieho zariadenia a spôsob striekania. Podiel vlákien v betóne ostenia bol približne 22,5 kg. To znamená, že množstvo vlákien odrazených od povrchu horniny (odpad) predstavovalo 10 %.

3.4 Typ vlákien

Do striekaného betónu na prístupových tuneloch sa dávkuje ocelové vlákno DRAMIX® RC-65/35-BN zlepené do zväzkov. Zväzky rozpustné vo vode sú skutočnou zárukou získania homogénneho rozloženia ocelových vlákien pri vysokom štiřlostnom pomere L/D), a to bez špeciálneho zariadenia a bez výrazne zvýšeného času rozmiešania. Lepené zväzky ocelového vlákna s vysokou hodnotou pomeru L/D sa používajú rovnako pri mokrej ako aj pri suchej metóde striekaného betónu.

Vlákno DRAMIX® možno pridávať do betónu automatickým dávkovacím zariadením. Pre veľký rozsah realizácie a kvalitatívne požiadavky na betón s vláknami musí byť na stavbe dávkovací systém nainštalovaný priamo na betonárke.

Geometria vlákien

Dĺžka (L) = 35 mm
Priemer (D) = 0,55 mm
Pevnostná trieda: 65
Štiřlostný pomer (L/D): 65
Počet vlákien / kg = 14 500

Z dávkovaného množstva a geometrie vlákna vyplýva, že dĺžka siete pre 25 kg/m³ má 12 500 m/m³. Podiel vlákien v striekanom betóne primárneho ostenia tunela zistený skúškou bol približne 22,5 kg. To znamená, že množstvo vlákien odrazených od povrchu horniny pri striekaní betónu sa pohybuje okolo hodnoty 10 %. Zohľadnením množstva odrazených vlákien možno očakávať, že na stene alebo klenbe tunela bude mať sieť z ocelového vlákna dĺžku > 10 000m/m³. Tento účinok siete z ocelových vlákien zabezpečí pri ťahovej pevnosti > 1000 MPa optimálnu funkciu striekaného betónu. Dané vlákno vyhovuje značke CE – trieda 1. Minimálne požiadavky sú stanovené európskou normou EN 14 889-1.

in a beam test; the fibre reinforcing effect in a slab is very much similar to the real behaviour of a SFRS lining.

- 2) SFRS can be compared very easily with a mesh reinforced sprayed concrete to be tested in the same way.
- 3) "The plate test is designed to determine the absorbed energy from the load deformation curve as a measure of toughness. The test is designed to model more realistically the biaxial bending that can occur in some applications, particularly rock support. The central point load can also be considered to check an anchorage of rock-bolts. This test has proved to have a considerable benefit.

The plate test is appropriate in the pre-construction test program to check the parameters affecting the steel fibre reinforced concrete quality requirements as specified in the project documentation. For routine quality control, tests to determine strength and wash out tests to check the steel fibre content in place should be carried out.

This test can be only used to compare steel mesh and steel fibres (products with the same E modulus).

The relative importance of load carrying capacity at small crack widths (and hence small deflections and rotations) is higher for the designers of tunnels (see figure below)

For the different galleries (Modane, Saint Martin, La Praz) within the LYON-TURIN project the type of reinforcement proposed by the designer was based on the performance criteria of steel fibres, E= 700 Joules was required according to the EN standards.

3. SFRS USED FOR THE PROJECT

The wet sprayed concrete method is used on the whole project.

3.1 Concrete mix

The following concrete mix was produced by Vicat

Sand 0/4 R	1154 kg
Aggregates 4/12,5 R	569 kg
CPA CEM 1 52,5 N CE PM ES CP2 NF	425 kg
Water	195 kg
Resireducto	0.35%
Fibres Dramix RC65/35 BN	25 kg

3.2 Compressive strength

C30/37 is required in the specifications of the project. A high concrete strength for the temporary support is not required due to safety.

Indeed the value of Energy absorption can be increased by using a higher concrete strength at 28 days when the test of characterization should be done. This is not a major target. For the safety reason is required to reach the high level of ductility and semi-rigid temporary support (principles of the NATM method).

Maximum compressive strength should not exceed 35MPa. Strength after few hours, even after several minutes, can be more important and more critical than the 28 days strength.

3.3 Energy absorption

Plate tests will be realized on the job site according to the EN standards.

Slabs intended for the punch-flexure test shall be made in the receptacles with dimensions 600*600*100mm. In this case it is important to obtain an even surface and the thickness of 100mm.

Spraying shall be carried out under the same conditions as recommended for the works (especially constituents, machine, nozzle man and spraying method). The nozzle men shall be certified by the EFNARC Nozzle men Certification scheme.

The in situ dosage was around 22.5 kg. That means a percentage of loose fibres due to the rebound of 10%.

3.4 Type of fibers

The fibers used for the project are the DRAMIX® RC-65/35-BN (Dramix® steel wire fibres glued together in bundles). The water soluble bundles are a real guarantee to obtain a homogeneous distribution of high L/D ratio steel fibres without special equipment and without considerable increment of the mixing time. The glue steel wire fibres with high L/D ratios can be used for wet as well for dry spraying.

This type of fibres can be added with automatic dosing and dispensing equipment. For a big project this type of system must be installed at the batching plant due to production and quality requirement.



Obr. 5 a, b Dávkovacie zariadenie pre výstuž DRAMIX®
Fig. 5 a, b Dosing equipment for DRAMIX® fibres

4. DÁVKOVACIE ZARIADENIE

Oceľové vlákno sa dodáva vo vreciach s hmotnosťou 1100 kg, z ktorých sa vysypáva priamo do zásobníka dávkovacieho zariadenia. Požadovaná hmotnosť oceľových vlákien je uvedená na displeji zariadenia slúžiaceho na váženie alebo ju nastaví technik priamo na ovládacom zariadení dávkovača. Dávkovacie zariadenie potom posúva oceľové vlákna a rovnomerne ich dodáva na dopravník k miešačke betónu. Po dosiahnutí predpísanej dávky vibrátory dostanú signál od indikátora váhy a dávkovač sa automaticky vypne. Zariadenie spĺňa normy CE a EMC (obr. 5a, 5b).

ZÁVER

Tento náročný projekt znovu potvrdil hlavné výhody striekaného betónu vystuženého oceľovým vláknom ako súčasti primárneho ostenia pri výstavbe tunela. Všetky požiadavky a kritériá kvality definované v zmysle rozdielných EN noriem umožňujú projektantom zadefinovať technicky jasné špecifikácie pre zabezpečenie bezpečnosti a kvality pre daný typ projektu.

BENOIT DE RIVAZ, benoit.derivaz@bekaert.com,
BEKAERT Francie,
JURAJ DOJČÁK, juraj.dojcak@bekaert.com,
BEKAERT Hlohovec a. s, Slovensko

Recenzovala: Ing. Viktória Chomová

Geometry:

Length (L) = 35 mm

Diameter (D) = 0.55 mm

Performance Class: 65

Aspect ratio (L/D): 65

Number of fibres/kg = 14 500 fibers/kg

That means a wire network for 25 kg/m³ of 12 500 m/m³.

Taking into account the percentage of loose fibres in situ a minimum wire network > 10 000m/m³ can be guaranteed.

This network effect guarantee with a wire > 1000 MPa means a good behaviour of the SFRC

This fibre is conform to the CE label class1.

The minimum requirements are described in the European Standard 14 889-1

4. DOSING EQUIPMENT

Steel fibres from big bag 1100 kg are tipped into the tray. The desired quantity of steel fibres is stated on the weighing instrument display panel or set by the technician directly on the concrete batching plant's computer. The dosage feeder then disperses the steel fibres and feeds them in an even flow to be mixed into the concrete charge. When desired quantity is reached, the vibrators receive a signal from the load indicator and the feeder immediately stops. The equipment meets CE and EMC standards.

CONCLUSION

The described challenging and highly complex project has confirmed the main benefits of the SFRC as a primary support for tunnels. All the requirements and performance criteria based on the different EN standards allows to the designer to establish clear specifications in order to fulfil all safety and quality requirements.

BENOIT DE RIVAZ, benoit.derivaz@bekaert.com,
BEKAERT Francie,
JURAJ DOJČÁK, juraj.dojcak@bekaert.com,
BEKAERT Hlohovec a. s, Slovensko

LITERATURA / REFERENCES

- EN 14 487-1 Striekaný betón, Definícia, špecifikácia a zhoda
- EN 14 488 -5 Skúšanie, striekaný betón – Časť 5: Stanovenie kapacity absorpcie energie vzoriek dosky vystuženej vláknom
- EN 14 721 – Skúšobná metóda pre betón s kovovým vláknom – Meranie množstva vlákien v čerstvom a zatvrdnutom betóne
- EN 14 889-1 Vlákna pre betón – Časť 1: Oceľové vlákna – Definície, špecifikácie a zhoda
- AFTES Odporúčanie Technológia betónu vystuženého vláknom a prax
- LTF (Lyon Torino Ferroviaire) prospekt o Tuneli St Martin, Tuneli La Paz
- Správa o skúške Sigma Béton
- Razenie tunelov je umenie Marc Vandewalle

VYUŽITÍ PROSTOROVÝCH NUMERICKÝCH MODELŮ PRO DIMENZOVÁNÍ PROTIVÝBUCHOVÝCH BEZPEČNOSTNÍCH HRÁZÍ

THE USE OF 3D NUMERICAL MODELS FOR DESIGNING OF DIMENSIONS OF EXPLOSION-PROOF BULKHEADS

EVA HRUBEŠOVÁ, JOSEF ALDORF, PETR JANAS

ÚVOD

Výbuchovzdorné bezpečnostní hráze jsou konstrukce, které jsou používány v důlních podmínkách i v podmínkách podzemního stavitelství. Bezpečnostní hráz musí být konstruována tak, aby zabránila potenciálnímu nebezpečí šíření rázové vzdušné vlny do podzemních či důlních prostor. Z této základní funkce hráze plynou požadavky nejen na její tvar, rozměry a způsob uchycení v okolním horninovém prostředí, ale samozřejmě i na materiály, z nichž je hráz budována. Použité materiály musí umožňovat rychlé postavení hráze i v obtížných podmínkách a musí garantovat odolnost hráze vůči potenciálnímu výbuchu již po 8 hodinách od jejího vybudování. Z hlediska požadavků na funkci hráze a specifických podmínek výstavby hráze je jedním z rozhodujících faktorů efektivní stavby hrází jejich optimální tloušťka.

Fakulta stavební VŠB-TU Ostrava se v uplynulém období podílela na řešení úkolu ČBÚ č. 48-06 Navržení nového typu uzavíracích hrází z hlediska konstrukce a použitých materiálů, bezpečnosti pracovníků v hlubinných dolech a v podmínkách podzemního stavitelství. Hlavním koordinátorem celého úkolu byl VVUÚ – Radvanice, jehož pracovníci zajišťovali rovněž realizaci experimentálních odstřelů hrází ve zkušební štolě a prováděli příslušná monitorovací měření. V rámci řešení tohoto projektu byla na Fakultě stavební VŠB-TU provedena prostorová modelová dynamická analýza napětodeformačního stavu bezpečnostní hráze pomocí dynamického modulu programového systému CESAR-LCPC (Francie) [1]. Cílem této numerické analýzy, založené na metodě konečných prvků, bylo stanovení minimální tloušťky výbuchovzdorné hráze používané v podzemí při likvidaci požárů uzavíráním oblastí. Kalibrace numerického modelu, a to především vzhledem k fyzikálně-mechanickým charakteristikám použitých výstavbových hmot, byla prováděna na základě souběžné komparace výsledků modelování s výsledky monitoringu průhybů hráze získaných při zkušebních odstřelech in-situ ve zkušební štolě Štramberk, což významnou měrou přispělo ke zvýšení vypovídací schopnosti modelu.

Dílí problémové okruhy modelové analýzy lze tedy formulovat následovně:

- modelové stanovení napětodeformačního stavu hrází v závislosti na dále uvedených určujících faktorech dimenzování hráze,
- analýza citlivosti provedené modelové analýzy na určujících faktorech,
- analýza dynamických parametrů zatížení hrází tlakovou vlnou výbuchu,
- vyhodnocení naměřených dat získaných při experimentálních odstřelech,
- inverzní analýza přetvárných vlastností materiálů hrází prováděná na základě měřených dat in-situ ve zkušební štolě,
- orientační stanovení útlumových charakteristik materiálů,
- formulace základních kritérií vnitřní i vnější stability pro dimenzování hrází,
- analýza vlivu opakovaného zatížení hráze výbuchem,
- analýza vlivu přerušení betonáže tělesa hráze.

ZÁKLADNÍ URČUJÍCÍ FAKTORY DIMENZOVÁNÍ BEZPEČNOSTNÍCH HRÁZÍ

Obecně je napětodeformační stav hráze závislý na mnoha faktorech, z nichž nejdůležitější jsou materiál hráze, tvar hráze, velikost příčného průřezu hráze, tloušťka hráze, velikost, počet

INTRODUCTION

Explosion-proof bulkheads are safety structures used in underground construction industry conditions and mine conditions. A safety bulkhead design must be able to prevent the potential danger of an air shock wave spreading to underground or mine spaces. This basic function of the bulkhead determines not only the geometry, dimensions and the way of stabilising the bulkhead in the surrounding ground environment, but also requirements for materials to be used for the bulkhead structure. The materials to be used must allow quick construction of the bulkhead even in difficult conditions and they must guarantee the resistance of the bulkhead against a potential detonation as early as 8 hours after the construction is completed. As far as requirements for the bulkhead function and specific conditions of the bulkhead construction are concerned, one of deciding factors for the effective construction of the bulkheads is the optimum thickness of the structures.

Last year, the Faculty of Civil Engineering of the VŠB - Technical University of Ostrava participated in solving ČBÚ No. 48-6 task 'Design for a new type of sealing bulkheads solving the structure and materials used, safety of workers in underground mines and in the conditions of underground construction'. The entire task was coordinated by the VVUÚ-Radvanice, a research and development institution. Its employees carried out, in addition, experimental blasting of bulkheads away in a testing gallery and conducted relevant monitoring measurements. A 3D dynamic analysis of the stress-strain state of a safety bulkhead was carried out in the framework of solving the above-mentioned task at the Faculty of Civil Engineering of the VŠB - TU, using a dynamic module of CESAR-LCPC software (France) [1]. The objective of this FEM-based numerical analysis was to determine the minimum thickness of an explosion-proof bulkhead, which is used in the underground to contain fires by means of sealing off the areas. The calibration of the numerical model, first of all with regard to physical and mechanical characteristics of the building materials used, was carried out on the basis of a concurrent comparison of the modelling results with results of monitoring of the bulkhead deflection during in-situ trial blasting in the Štramberk testing gallery, which operation significantly contributed to increasing the informative potential of the model.

Partial problem circuits of the model analysis can therefore be formulated as follows:

- The model determination of the stress-strain state of bulkheads relative to the below-mentioned determining factors of a bulkhead design
- The analysis of the completed model analysis sensitivity to the determining factors
- The analysis of dynamic parameters of the bulkhead loading by a pressure wave caused by explosion
- The assessment of the data measured during experimental blasting
- The inverse analysis of deformational properties of materials used for the bulkheads, which is carried out on the basis of data measured in-situ, in a testing gallery
- The approximate determination of attenuation characteristics of materials
- The formulation of basic criteria for internal and external stability for the determination of bulkhead dimensions
- The analysis of the influence of repeated blasting of bulkheads away

a rozmístění průlezných otvorů v tělese hráze, pevnostní a přetvárné vlastnosti okolního prostředí hráze, způsob uchycení hráze v okolním horninovém prostředí, charakter a intenzita dynamického zatížení. V rámci řešení uvedeného výzkumného projektu byl vyhodnocen vliv materiálu hráze (tři typy materiálu), tvaru hráze (kónický nebo nekónický podélný tvar), tvar příčného průřezu (obloukový), velikosti příčného průřezu hráze (2 příčné profily hráze odpovídající ploše příčných průřezů zkušebních hrází ve štolě Štramberské a 4 velikosti nejčastěji používaných důlních profilů), způsobu uchycení hráze v okolním prostředí (se zářezem a bez zářezu) a tuhosti okolního prostředí hráze (vápenec, uhlí). V průběhu řešení projektu se na základě vyhodnocení výsledků ukázalo, že podélný tvar hráze (kónický, resp. nekónický tvar) a tuhost okolního prostředí nejsou rozhodujícími faktory pro dimenzování hráze a další modelová analýza se pak dále orientovala pouze na zbývající výše uvedené faktory.

Modelová analýza byla provedena pro tři typy materiálů s tržními názvy Tekblend, Jb a Izolitex, jejichž vlastnosti byly stanovovány laboratorními zkouškami, provedenými především pracovníky laboratoře stavebních hmot FAST VŠB-TUO pod vedením Ing. Lukše, Ph.D. Na stanovení dynamického modulu pružnosti se pak dále podílela rovněž zkušební laboratoř výzkumného centra hornin HGF VŠB-TUO pod vedením prof. Petroše. V případě této přetvárné charakteristiky se výsledky různých laboratorních metod dosti podstatně lišily a v průběhu řešení projektu byla tedy přijata koncepce stanovení tohoto dynamického modulu pružnosti na základě kalibrace modelu, založené na srovnání posunů získaných modelem a posunů naměřených na vzdušné straně hráze při experimentálních odstřelech. První kalibrace modelu byla provedena na základě naměřených posunů na vzdušné straně hráze odpovídajících prvnímu zkušebnímu odstřelu hráze tloušťky 1,6 m (materiál Tekblend) a vycházela z předpokladu, že k maximálnímu posunu ve směru podélné osy hráze dochází v čase maximální amplitudy dynamického zatížení. V průběhu dalšího upřesňování modelového řešení této úlohy se však ukázalo, že tento předpoklad nebyl správný a že maximální posuny nastávají s časovým odstupem cca 10 ms za časem, který odpovídá maximálnímu dynamickému zatížení. Tento fakt pak následně potvrdily i výsledky měření časového vývoje posunů in-situ. Následně byla tedy provedena další upřesňující kalibrace po třetím experimentálním odstřelu, která stanovila modul pružnosti $E_b = 530$ MPa, který velmi dobře koresponduje s hodnotou získanou při dynamickém zatížení vzorků. Z výsledků laboratorních zkoušek analyzovaných materiálů vyplynulo, že se tyto materiály liší především tlakovými a tahovými pevnostmi, ostatní charakteristiky (s výjimkou charakteristik materiálového tlumení) byly v podstatě u všech tří materiálů identické (tab. 1). Tyto pevnostní charakteristiky byly rovněž v průběhu řešení projektu postupně upřesňovány, po ukončení všech laboratorních experimentů bylo provedeno statistické vyhodnocení získaných datových souborů.

Numerický dynamický modul umožňuje zohledňovat ve výpočtu rovněž Rayleighovy parametry materiálového tlumení, které ovšem nebyly pro uvažované materiály předem vůbec známy. K jejich určení byly v průběhu řešení projektu prováděny inverzní výpočty, vycházející z monitorovaných záznamů posunů na vzdušné straně 4. experimentální hráze, které kvalitativně i kvantitativně dokumentovaly proces tlumení hráze. Provedené inverzní výpočty indikovaly vyšší hodnoty materiálového tlumení v případě materiálu Izolitex ve srovnání s materiálem Tekblend, avšak tento způsob

- The analysis of the influence of interrupting the bulkhead casting

BASIC FACTORS DETERMINING DIMENSIONS OF A SAFETY BULKHEAD

In general, the strain-stress state of a bulkhead depends on many factors: the bulkhead material, bulkhead shape, bulkhead cross-section dimensions, bulkhead thickness, dimensions, number and configuration of man-holes through the bulkhead body, strength and strain properties of the ground surrounding the bulkhead, the system of gripping of the bulkhead in the surrounding ground, the character and intensity of dynamic loading. Solving of the above-mentioned research project comprised assessing of the influence of the bulkhead material (three types of material), the bulkhead shape (longitudinally conical or non-conical), cross-section geometry (vaulted), dimensions of the bulkhead cross-section (2 differing cross-sections with the areas corresponding to the cross-sectional areas of testing bulkheads in the Stramberk gallery), and 4 sizes of most frequently used colliery frames, the way of gripping the bulkhead within the surrounding ground (with a notch or without it) and the toughness of the ground surrounding the bulkhead (limestone, coal). It turned out on the basis of an assessment of results during the work on the project that the longitudinal profile of the bulkhead (conical or non-conical) and toughness of the surrounding ground were not the deciding factors for designing of dimensions of a bulkhead; the subsequent analysis therefore dealt only with the remaining above-mentioned factors.

The completed model analysis covered three types of the bulkhead material, marketed under the names of Tekblend, Jb and Izolitex. Their properties were determined by laboratory tests, above all by the Faculty of Civil Engineering of the VŠB – TU of Ostrava personnel, managed by Ing. Lukš, Ph.D. The testing laboratory of the Rock Mass Research Centre of the Faculty of Mining and Geology VŠB-TU Ostrava, under the leadership of Professor Petroš, also participated in determining the dynamic modulus of elasticity. As far as this strain characteristic is concerned, the results obtained by various laboratory methods quite significantly differed. For that reason, a concept of the determination of the dynamic modulus of elasticity which was adopted was based on the model calibration, based on the comparison of displacements obtained by the model and displacements measured on the front side of the bulkhead during experimental blasting. The initial calibration of the model was carried out on the basis of displacements, measured on the front side of the bulkhead, corresponding to the initial blasting of a 1.6m thick bulkhead away (Tekblend). It was based on the assumption that the maximum displacement in the direction of the longitudinal axis of the bulkhead takes place at the moment of the maximum amplitude of the dynamic load. But it turned out during the further refining of this task model solution that this assumption had not been correct and maximum displacements take place with a time lag of about 10ms behind the time corresponding to the maximum dynamic loading. This fact was then confirmed even by results of in-situ measurements of the time history of displacements. For that reason, additional refining calibration was carried out subsequently, after the third experimental blasting, which determined the modulus of elasticity $E_b=530$ MPa, which very well corresponds with the value obtained during the application of dynamic loads to the samples. It followed from results of the laboratory tests on the materials being analysed that the materials differed, first of

Tab. 1 Materiálové charakteristiky hmot pro stavbu hrází

Table 1 Material characteristics of materials used to construct bulkheads

	Objemová tíha Volume weight (kN/m ³)	Modul pružnosti při dynamickém zatěžování (MPa) Modulus of elasticity during dynamic loading (MPa)	Poissonovo číslo Poisson's ratio	Tlaková pevnost po 8 hodinách tvrdnutí (MPa) Compressive strength after 8 hours (MPa)	Tahová pevnost po 8 hodinách tvrdnutí (MPa) Tensile strength after 8 hours strength of hardening (MPa)
Materiál hráze Bulkhead material	16	530	0,25	Tekblend:4 Jb:6,56 Izolitex:0,6	Tekblend:1,3 Jb:1,65 Izolitex:0,3

stanovení útlumových charakteristik se ukázal být dosti časově náročný a pro zobecnění velikostí těchto útlumových charakteristik by bylo potřeba provést větší množství inverzních výpočtů pro hráze z různých materiálů, různého tvaru a velikostí, což nebylo možné v rámci daného projektu jak z hlediska časového, tak i ekonomického. Proto byly modelové výpočty prováděny v převážné míře s nulovými hodnotami materiálového tlumení a útlum kmitání tvoří tedy určitou bezpečnostní rezervu nezahrnutou do formulace závěrečných doporučení pro dimenzaci hráze a finálních návrhových grafů.

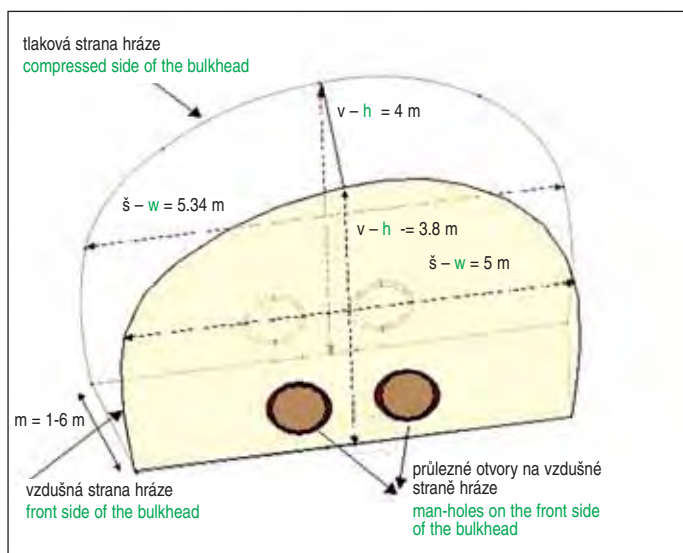
Lutnové průřezy a jejich uzávěry, lokalizované v tělese hráze, byly ocelové. Při jednom z experimentálních odstřelů ve zkušební štolě se ukázaly být slabým místem v konstrukci těchto průřezných otvorů šrouby v přírubě. Přestože při prováděném experimentálním odstřelu nedošlo k destrukci samotného tělesa hráze, dynamickému zatížení nedokázaly odolat šrouby v přírubě, došlo k jejich neočekávanému uvolnění a totální destrukci seismických snímačů v bezprostřední blízkosti hráze. Následně byla tedy přijata opatření, která nebezpečí porušení šroubů eliminují (tab. 1).

Z hlediska tvaru hráze a velikosti jejího příčného průřezu vycházela modelová analýza na počátku řešení projektu z tvaru a velikosti první experimentální hráze ve zkušební štolě Štramberk (obr. 1), v další fázi řešení pak byly na základě získaných poznatků modelově analyzovány v praxi nejčastěji používané profily důlních děl 00-0-10, 00-0-12, 00-0-14 a 00-0-16, kde poslední dvojčíslí v uvedeném označení profilů vyjadřuje plochu světelného průřezu díla v m². V rámci časového vymezení řešení projektu nebylo možno postihnout modelovou analýzou značnou geometrickou variabilitu průřezných otvorů v tělese hráze, a byl proto přijat předpoklad, že analyzované hráze jsou opatřeny dvojicí průřezů průměru 600 a 800 mm s horizontálním umístěním průřezů ve výšce 0,4 až 0,8 m s meziotvorovým pilířkem o šířce ve velikosti průměru průřezu (600–800 mm).

Charakteristiky dynamického zatížení vycházely z podkladů dodaných firmou VVUÚ a. s. Na základě vyhodnocení monitorovaného časového záznamu dynamického zatížení (obr. 2) bylo do výpočtu zavedeno dynamické zatížení hráze charakterizované maximálním tlakem 1,1 MPa. Reálně naměřený časový průběh zatížení byl v modelu nahrazen trojúhelníkovým zatížením, zohledňujícím dominantní primární napětovou vlnu. Součástí modelové analýzy byla rovněž simulace opakovaného dynamického zatěžování tělesa hráze.

ZÁKLADNÍ KRITÉRIA VNITŘNÍ A VNĚJŠÍ STABILITY HRÁZE

Jak již bylo řečeno, na základě prostorového numerického modelu (obr. 3) byla provedena parametrická modelová analýza napěťo-deformační situace v bezpečnostní hrázi, následně vyhodnocení parametrických modelových výsledků pro různé konstrukční typy hrází zhotovovaných z jednoho ze tří analyzovaných materiálů a stanovení doporučené tloušťky hráze probíhalo v několika fázích, v jejichž průběhu byl model kalibrován a upřesňován.



Obr. 1 Základní geometrie tělesa 1. experimentální hráze
Fig. 1 Basic geometry of the body of the 1st experimental bulkhead

all, in the compressing strength and tensile strength; the other characteristics (with the exception of the material attenuation characteristics) were, in substance, identical for all of the three materials (Table 1). These strength-related characteristics were gradually refined during the work on the project. A statistical evaluation of the data sets obtained was carried out after the completion of all laboratory experiments.

The numerical dynamic model even makes it possible for the calculation to allow for Rayleigh material attenuation parameters, which, however, were not known in advance for the materials being taken into consideration. Inverse calculations were conducted with the aim of determining the parameters during the work on the project. They started from the displacement records monitored on the front side of the 4th experimental bulkhead, which qualitatively and quantitatively documented the process of the attenuation by the bulkhead. The completed inverse calculations indicated higher values of material attenuation in the case of Izolitex compared to Tekblend, but this method of determining attenuation characteristics turned out to be very demanding for time. To make the generalisation of the values of these attenuation characteristics possible, it was necessary to carry out larger numbers of inverse calculations for bulkheads made up of various materials, with differing shapes and sizes. This was not possible in the framework of the particular project from the perspective of time and economy. This is why the model calculations were carried out mostly using zero values of the material attenuation rate, therefore, the vibration attenuation forms a certain safety reserve, which is not incorporated into the formulation of final recommendations for the calculation of the bulkhead dimensions and the final design charts.

The ventilation ducting sleeves and gates on them, installed in the bulkhead as man-holes, were made of steel. Bolts in flanges turned out to be weak points of the man-hole structures during one of the experimental blasts in the testing gallery. Despite the fact that the bulkhead body itself was not destructed during the experimental blasting, bolts in the flange did not withstand the dynamic load. They got unexpectedly loose and seismic sensors in the vicinity of the bulkhead got totally destructed. Measures were subsequently adopted to eliminate the risk of failures of the bolts (Table 1).

Regarding the bulkhead shape and the size of its cross-section, the model analysis in the beginning proceeded from the shape and size of the first experimental bulkhead in the Stramberk testing gallery (see Fig. 1); in the next phase of the problem solving process, the profiles of mine workings used most frequently in practice, i.e. the 00-0-10, 00-0-12, 00-0-14 and 00-0-16 profiles, where the last two figures express the cross-sectional area of the working in m², were analysed on the model on the basis of the gathered knowledge. It was impossible for the model analysis, in the framework of the time allotted to the project solution, to cover the significant geometrical variability of the man-holes passing through the bulkhead body. This is why the assumption was adopted that the bulkheads being analysed were provided with pairs of man-holes 600 to 800mm in diameter, located at the level of 0.4 to 0.8m above the floor, with the width of the pillar between them equal to the man-hole diameter (600–800 mm).

The dynamic loading characteristics were based on source documents provided by VVUÚ a.s., a scientific-research coal institute. The dynamic load acting on the bulkhead, characterised by the maximum pressure of 1.1MPa, was introduced into the calculation on the basis of an assessment of the time-history record of the dynamic loading process (see Fig. 2). Taking into consideration the dominating primary stress wave, the real measured load-time history was replaced by a triangular load in the model. Another part of the model analysis was the simulation of the repeated dynamic loads acting on the bulkhead.

BASIC CRITERIA FOR INTERNAL STABILITY AND EXTERNAL STABILITY OF A BULKHEAD

As mentioned above, a parameter model analysis of the stress-strain situation in a safety bulkhead was carried out on the basis of a 3D numerical model (see Fig. 3) The subsequent assessment of the parameter model results for various types of bulkhead structures made up of three materials being analysed and the determination of

Na základě získaných výsledků modelování byla za určující pro stanovení dolní hranice tloušťky hráze přijata následující kritéria vnitřní a vnější stability hráze:

- kritérium maximálního posunu hráze ve směru její podélné osy (kritérium vnitřní stability),
- kritérium maximální hodnoty tahových napětí na vzdušné straně hráze (kritérium vnitřní stability),
- kritérium maximální hodnoty tlakových napětí na tlakové straně hráze (kritérium vnitřní stability),
- kritérium maximálních smykových napětí na obvodu hráze (kritérium vnější stability).

Stanovení určujících kritériálních charakteristik pro stanovení tloušťky hráze umožnilo jednak upřesnit požadavky na typ modelových výstupů a jednak základní požadavky na typy nutných laboratorních zkoušek a přesnost a objektivitu jejich výsledků. Specifickým výsledkem experimentů a návrhových postupů na základě matematického modelování bylo ověření skutečnosti, že dimenzování hrází lze s dostatečnou spolehlivostí provádět na základě maximálních hodnot tahových napětí vznikajících na netlakové straně hráze (obr. 4). Tato skutečnost byla ověřena prakticky u všech zkušebních odstřelů hrází, které byly na základě této podmínky spolehlivosti dimenzovány a vyhověly požadovanému zatížení.

Z hlediska vnější stability hráze byl pak dále posuzován způsob uchycení hráze v okolním horninovém prostředí (zásek, kotvení), a to s ohledem na velikosti smykových napětí vznikajících na kontaktu tělesa hráze s okolním prostředím. Ukázalo se, že ve všech případech hrází realizovaných ve zkušební štolě Štramberk toto kritérium smykových napětí vyhovělo, na hrázových objektech prakticky nevznikla žádná poškození z důvodu překročení smykové pevnosti stavebních materiálů.

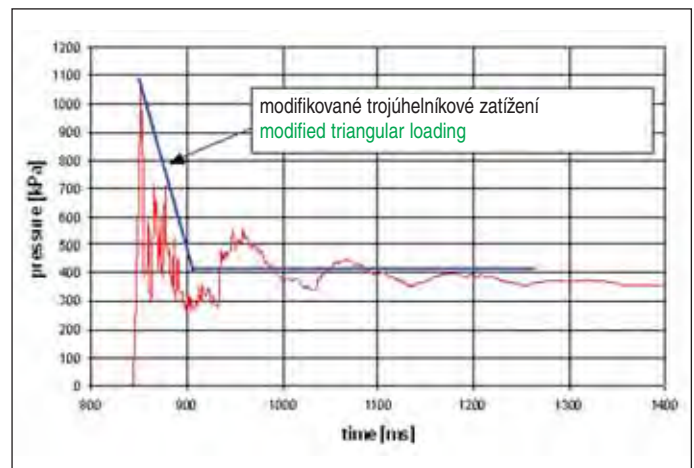
VYHODNOCENÍ VLIVU PŘERUŠENÍ BETONÁŽE TĚLESA HRÁZE

V rámci realizované analýzy byl rovněž simulován vliv přerušení betonáže tělesa hráze a následný vliv snížení tahových pevností na pracovních sparách. Byla stanovena velikost a lokalizace tzv. účinné plochy tahových napětí indukující oblast nejvíce problematickou z hlediska přerušení betonáže. Výsledky měření ukázaly, že při přerušení betonáže na dobu kratší než 1 hodina nedochází k výraznému snížení tahových pevností na pracovních sparách a není nutno z hlediska funkčnosti hráze přijímat žádná další stabilizační opatření. Pokud však doba přerušení betonáže přesáhne 1 hodinu, dochází na pracovních sparách ke snížení tahových pevností o 30–35 % a je v tomto případě doporučeno v modelově stanovené účinné ploše tahových napětí přijetí určitých stabilizačních opatření (aplikace mřížoviny v účinné ploše tahových napětí).

NÁVRH GEOMETRICKÝCH PARAMETRŮ BEZPEČNOSTNÍCH HRÁZÍ PRO PROFILY 00-0-10 AŽ 00-0-16

Výše uvedené poznatky získané z modelové analýzy a z laboratorních zkoušek umožnily provést následující návrh geometrických parametrů bezpečnostních hrází v profilech 00-0-10 až 00-0-16 s využitím matematického modelu 3D hráze. Výsledné návrhové grafy byly stanoveny pouze pro materiály Tekblend a Izolitex, neboť pro třetí typ materiálu s označením Jb nebylo provedeno v rámci řešení projektu dostatečné množství laboratorních zkoušek ani monitorovacích měření na experimentálních hrázích a nebylo tedy možno stanovit odpovídající návrhové grafy s dostatečnou spolehlivostí. V této souvislosti je třeba vzít rovněž v úvahu tu skutečnost, že sestavené návrhové grafy nemají zcela obecnou platnost, ale jsou vázány na níže specifikované geometrické a materiálové předpoklady pro sestavení návrhových grafů:

- válcová (nekónická) hráz,
- modul pružnosti materiálu hráze 530 Mpa,
- objemová tíha materiálu hráze 16 kN/m³,
- stanovení tahové pevnosti materiálu po 8 hodinách tvrdnutí na úrovni spolehlivosti 80 %,
- zásek hloubky 40 cm po celém obvodu a po celé délce hráze,
- varianta bez materiálového tlumení,
- 2 průřezné otvory vedle sebe o průměru 800 mm,
- výška spodního okraje od počvy 400 až 600 mm,



Obr. 2 Časový záznam působícího dynamického zatížení hráze (VVUÚ – Radvanice)

Fig. 2 Time-history record of dynamic loads acting on the bulkhead (VVUÚ – Radvanice)

a recommended bulkhead thickness took place in several phases, during which the model was calibrated and refined.

The following criteria for the internal and external stability of the bulkhead were adopted as the deciding ones for the determination of the lower limit of the bulkhead thickness on the basis of the modelling results obtained:

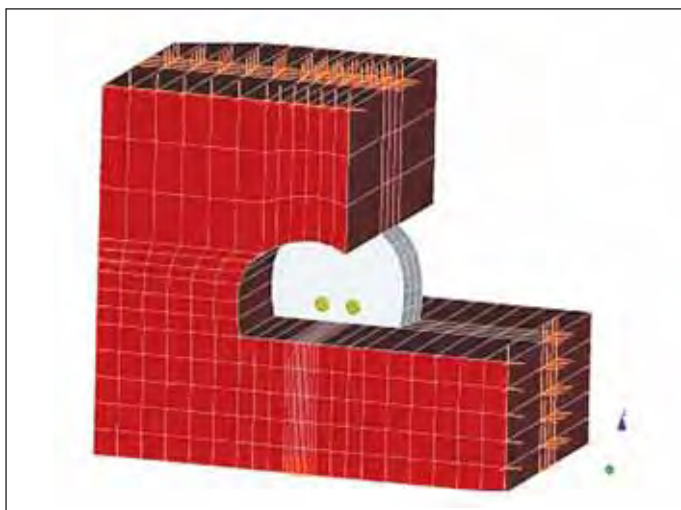
- the criterion for the maximum displacement of the bulkhead in the direction of its longitudinal axis (the internal stability criterion);
- the criterion for the maximum value of tensile stresses on the front side of the bulkhead (the internal stability criterion);
- the criterion for the maximum value of compression stresses on the compressed side of the bulkhead (the internal stability criterion);
- the criterion for the maximum shear stresses on the bulkhead circumference (the external stability criterion).

Owing to the determination of the determining criterions required for the determination of the bulkhead thickness, it was possible to refine both the requirements for the type of the model outputs and the basic requirements for the types of the laboratory tests necessary and precision and objectiveness of their results. A specific result of the mathematical modelling based experiments and design procedures was the confirmation of the fact that designing of dimensions of bulkheads can be carried out with sufficient precision on the basis of maximum values of tensile stresses originating on the non-compressed side of the bulkhead (see Fig. 4). This fact was verified in virtually all cases of test blasting of bulkheads, the dimensions of which had been designed on the basis of this condition for reliability and withstood the required loading.

In terms of external stability of the bulkhead, the system of the bulkhead gripping in the surrounding ground body (notching; anchoring) was assessed, in view of the magnitude of shear stresses originating at the contact of the bulkhead with the surrounding environment. It turned out that this criterion was met in all cases of the bulkheads constructed in the Štramberk gallery; practically no damage to the bulkhead structures due to exceeding of the shear strength of building materials originated.

ASSESSMENT OF THE INFLUENCE OF BULKHEAD BODY CASTING SUSPENSION

The influence of a suspension of casting of the bulkhead and the subsequent influence of the reduced tensile strengths on construction joints were also simulated in the framework of the analysis. It determined the size and location of the so-called effective area of tensile stresses, indicating the area which is most problematic in terms of the suspension of casting. The measurement results proved that no significant reduction in the tensile strength occurs on construction joints, thus there is no need for implementing any additional stabilisation measures to improve the bulkhead functionality. However, if the casting suspension duration exceeds 1 hour, the



Obr. 3 Výchozí prostorový numerický model (hráz bez záseku)
Fig. 3 Initial 3D numerical model (a bulkhead without a notch)

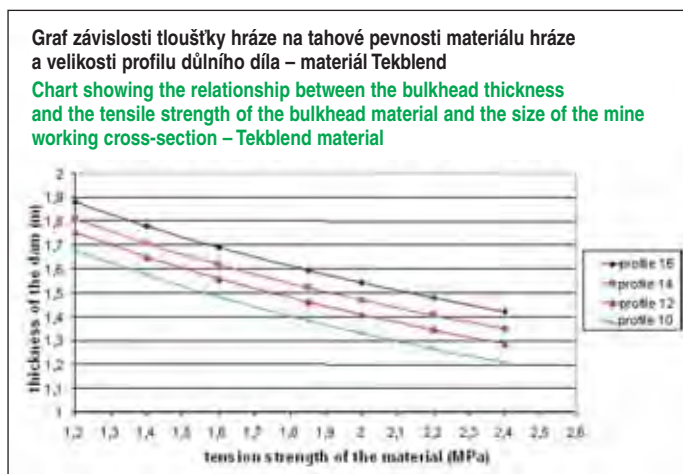
– šířka pilíře mezi průřeznými otvory ve velikosti průměru průřezu (600–800 mm).

Tyto omezující podmínky použití dále uváděných výsledků je třeba vzít v úvahu, protože návrhové grafy neuvažují např. vertikální umístění průřezů nebo vytváření průřezných hrází (experimenty nebyly tyto typy ověřeny).

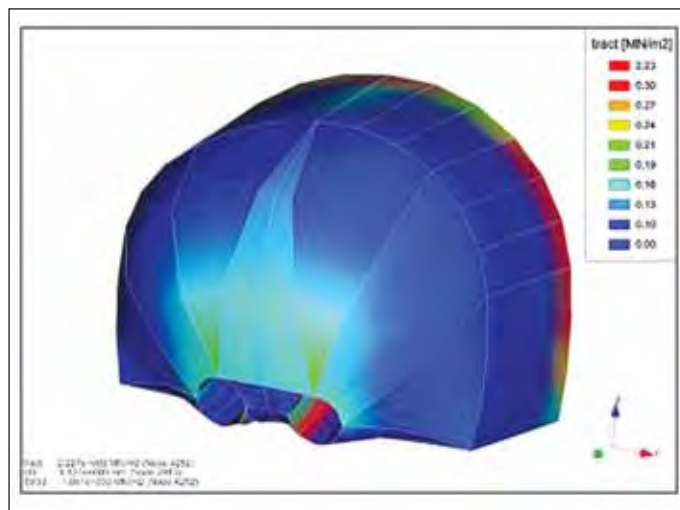
Na základě vyhodnocení parametrických výpočtů hrází vybudovaných z materiálu Tekblend lze konstatovat:

- pro statisticky spolehlivou hodnotu tahové pevnosti materiálu Tekblend (1,3 MPa) se tloušťky hrází pohybují v rozmezí 1,6 m pro profil 00-0-10 až 1,85 m pro profil 00-0-16. Se stoupající hodnotou tahové pevnosti tloušťka hráze klesá;
- vzhledem k průběhu a velikosti smykových napětí na obvodu hráze a zejména, že i pro nejnižší hodnotu tahové pevnosti (1,3 MPa) posouzení ve vztahu k velikosti smykových napětí vyhoví a pro návrh tloušťky hráze není rozhodující (platí předpoklad, že šířka záseku je rovna tloušťce hráze);
- tlaková pevnost materiálu Tekblend (4–4,5 MPa po 8 hodinách) výrazně překračuje vznikající tlakové napětí na tlakové straně hráze a není omezující podmínkou pro dimenzování;
- posuny (přetvoření) tělesa hráze se pohybují v rozmezí cca 6–22 mm a nepředstavují žádné omezení únosnosti hrází z materiálu Tekblend.

Návrhové grafy tloušťky hrází z materiálu Tekblend jsou uvedeny na obrázku 5. Pro hráze z materiálu Izolitex bylo zapotřebí realizovat výpočty jejich tloušťky s uvažováním skutečných pevnostních a přetvárných vlastností, které jsou výrazně nižší než pro Tekblend. U materiálu Izolitex, vzhledem k výrazně nižší pevnosti, dosahují doporučené tloušťky hrází velikostí 2,6 až 3,3 m. Návrhové grafy pro dimenzování hrází z materiálu Izolitex jsou uvedeny na obrázku 6.



Obr. 5 Návrhové grafy pro dimenzování hráze z materiálu Tekblend
Fig. 5 Charts for designing of dimensions of a bulkhead built using Tekblend



Obr. 4 Rozložení tahových napětí na vzdušné straně 4. experimentální hráze
Fig. 4 Distribution of tensile stresses on the front side of the 4th experimental bulkhead

tensile strengths on construction joints are reduced by 30-35 per cent. In such a case, it is recommended that certain stabilisation measures (the application of steel mesh in the effective area of tensile stresses) be applied within the effective area of tensile stresses determined by the model.

THE DESIGN FOR GEOMETRICAL PARAMETERS OF SAFETY BULKHEADS FOR PROFILES 00-0-10 THROUGH 00-0-16

The above-mentioned findings obtained by means of a model analysis and laboratory tests allowed the following design for geometrical parameters of safety bulkheads with profiles 00-0-10 through 00-0-16 to be carried out using a 3D mathematical model of the bulkhead. The resultant design charts were determined only for Tekblend and Izolitex because neither a sufficient number of laboratory tests nor the monitoring measurements on experimental bulkheads were conducted in the framework of the project for the third material marked Jb. It was therefore impossible to determine corresponding, sufficiently reliable design charts for it. In this context, it is necessary to take into consideration the fact that the validity of the developed charts is not absolutely general. The charts are bound to the following geometrical and material assumptions for developing the design charts:

- the cylindrical (non-conical) shape of the bulkhead;
- the bulkhead material modulus of elasticity of 530MPa;
- the volume weight of the bulkhead material of 16kN/m³;
- setting of the tensile strength of the material after 8 hours of curing at the reliability level of 80%;
- the notch around the whole circumference and throughout the bulkhead length 40cm deep
- a variant without the material attenuation;
- 2 man-holes 800mm in diameter, arranged side-by-side;
- the man-hole bottom at the level of 400 to 600mm above the gallery bottom;
- the width of the pillar between the man-holes equal to the man-hole diameter (600 – 800mm).

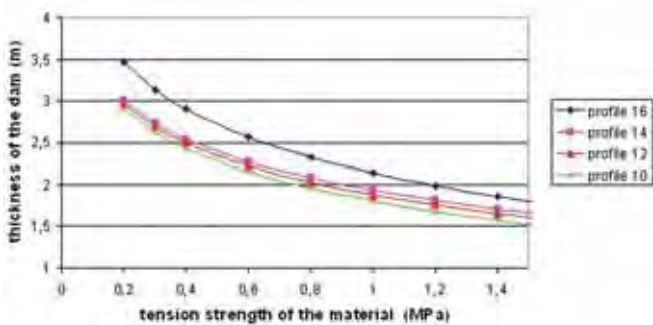
These restricting conditions for using the below-mentioned results must be taken into consideration since the design charts do not take into account, for example, the vertical position of the man-holes or the possibility of creating bulkheads passable for vehicles (these types were not verified by tests).

It is possible to state on the basis of the assessment of the parameter calculations of bulkheads made of Tekblend that:

- for the statistically reliable value of the tensile strength of Tekblend material (1.13MPa), the values of thickness of bulkheads must vary within the range of 1.6m (for the 00-0-10 profile) to 1.85m (for the 00-0-16 profile). The bulkhead thickness decreases with the increasing value of the tensile strength.

Graf závislosti tloušťky hráze na tahové pevnosti materiálu hráze a velikosti profilu důlního díla – materiál Izolitex

Chart showing the relationship between the bulkhead thickness and the tensile strength of the bulkhead material and the size of the mine working cross-section – Izolitex material



Obr. 6 Návrhové grafy pro dimenzování hráze z materiálu Izolitex
Fig. 6 Charts for designing of dimensions of a bulkhead built using Izolitex

ZÁVĚR

Výsledkem řešení projektu je stanovení návrhových grafů pro dimenzování výbuchovzdorných hrází z materiálů Tekblend a Izolitex v profilech 00-0-10 až 00-0-16 pro výše uvedené omezující podmínky. Stanovené návrhové grafy tloušťky hrází pro proměnné hodnoty tahové pevnosti a velikosti profilu vycházejí z následujících dílčích kroků řešení:

- realizace laboratorních zkoušek pro stanovení fyzikálně-mechanických vlastností materiálů pro stavbu hrází, statistické vyhodnocení výsledků zkoušek;
- realizace variantních prostorových numerických výpočtů, kalibrace modelů a analýza získaných výsledků;
- realizace pěti zkušebních odstřelů ve zkušební štolě Štramberk, realizace monitorovacích měření, jejich vyhodnocení a následné využití získaných dat in-situ pro inverzní analýzu;
- regresní analýza a stanovení příslušných návrhových grafů pro dimenzování výbuchovzdorných hrází.

Řešení ukázalo, že doporučené tloušťky hrází z materiálu Tekblend výrazně snižují pracnost i spotřebu stavebních hmot a cíle projektu z hlediska optimalizace tloušťky bylo proto dosaženo. V případě materiálu Izolitex jsou vzhledem k výrazně nižší pevnostem doporučené tloušťky hrází poněkud vyšší.

Projektem stanovené návrhové grafy pro dimenzování výbuchovzdorných hrází, i přes výše omezující podmínky platnosti, přispívají k vyšší bezpečnosti a ke snížení materiálových i časových nákladů na vybudování hráze a je předpoklad, že budou doplněny do stávající instrukce pro dimenzování výbuchovzdorných hrází [2].

Tento příspěvek byl zpracován v rámci řešení projektu ČBÚ 48-06 Navržení nového typu uzavíracích hrází z hlediska konstrukce a použitých materiálů, bezpečnosti pracovníků v hlubinných dolech a v podmínkách podzemního stavitelství.

DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,
eva.hrubesova@vsb.cz,

PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc.,
josef.aldorf@vsb.cz,

DOC. ING. PETR JANAS, CSc.,
petr.janas@vsb.cz,

FAKULTA STAVEBNÍ VŠB-TECHNICKÁ
UNIVERZITA OSTRAVA

Recenzoval: doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc.

- Taking into consideration the history and magnitude of shear stresses around the bulkhead circumference, it is obvious that result of the assessment relating to the magnitude of shear stresses will comply with requirements, even in the case of the lowest shear strength value (1.3MPa), and that it is not deciding for the bulkhead thickness design (the assumption that the width of the notch is equal to the bulkhead thickness applies).
- The compression strength of Tekblend (4-4.5MPa after 8 hours), which significantly exceeds the compression stress originating on the compressed side of the bulkhead, is not a limiting condition for designing of dimensions.
- Displacements (deformations) of the bulkhead body, which vary between 6 – 22mm, do not mean any limitation of the load-bearing capacity of the bulkheads built using Tekblend.

The charts for designing of thickness of Tekblend bulkheads are presented in Figure 5.

Calculations of the thickness of the bulkheads where Izolitex is used had to take into consideration the real strength-related and deformational properties, which are significantly lower than the properties of Tekblend. The thickness recommended for Izolitex bulkheads reaches 2.6 to 3.3m. The charts for designing of dimensions of Izolitex bulkheads are presented in Figure 6.

CONCLUSION

The project solution result consists of charts for designing of dimensions of explosion-proof bulkheads built using Tekblend and Izolitex materials, in 00-0-10 through 00-0-16 profiles, under the above-mentioned limiting conditions. The charts for designing of bulkhead thickness with the tensile strength and cross-sectional area variable were determined on the basis of the following partial steps:

- conducting laboratory tests to determine physical and mechanical properties of materials to be used for the bulkhead construction; statistical evaluation of the test results;
- carrying out 3D numerical calculation variants, calibrating the models and analysing the results obtained;
- performing five testing blasts in the Stramberk testing gallery, conducting monitoring measurements with subsequent assessment of the results; using the in-situ gathered data for an inverse analysis;
- carrying out a regression analysis and determining relevant charts for designing of dimensions of explosion-proof bulkheads

The solution has proved that the recommended thickness of bulkheads to be built using Tekblend significantly reduces labour consumption and consumption of building materials; therefore the objective of the project, in terms of the optimisation of the thickness, has been achieved. As far as Izolitex is concerned, the recommended bulkhead thickness values are slightly higher with respect to the significantly lower strengths.

Despite the above-mentioned limiting conditions, the charts for designing of dimensions of explosion-proof bulkheads which were determined by the project contribute to enhancing the safety and reducing material costs and time required for the construction of a bulkhead. There is an assumption that the charts will be added to the current instruction on designing of dimensions of explosion-proof bulkheads [2].

DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,
eva.hrubesova@vsb.cz,

PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc.,
josef.aldorf@vsb.cz,

DOC. ING. PETR JANAS, CSc.,
petr.janas@vsb.cz,

FAKULTA STAVEBNÍ VŠB-TECHNICKÁ
UNIVERZITA OSTRAVA

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Manuál programového systému CESAR LCPC.
- [2] Instrukce 1/2003 pro stavbu výbuchovzdorných hrází. OKD, HBZS, a. s., Ostrava-Radvanice, 2003.

PŘIPOJOVACÍ A USMĚRŇOVACÍ MĚŘENÍ PŘI RAŽBĚ KOLEKTORU V CENTRU MĚSTA OSTRAVY

CONNECTING SURVEY AND ORIENTATION MEASUREMENT WHILE DRIVING A UTILITY TUNNEL IN THE CENTRE OF OSTRAVA

HANA STAŇKOVÁ, PAVEL ČERNOTA, JIŘÍ POSPÍŠIL

ÚVOD

V důsledku zhoršující se situace stavu inženýrských sítí v centru Ostravy zpracoval magistrát města projekt pro vybudování kolektoru. První realizovanou etapou byla výstavba ražených kolektorů v centru města Ostravy, a to v ulici Poděbradova. Stavba Kolektoru Centrum navazovala na první etapu výstavby.

Situování stavby vycházelo z požadavku na gravitační odvedení splaškové a dešťové vody z centra města. Snahou bylo vytvořit podmínky pro definitivní úpravu historického jádra Ostravy, která by již nebyla narušována výkopy z důvodů oprav inženýrských sítí.

Příčný profil kolektorového tělesa byl navržen tak, aby umožňoval uložení kanalizace, rozvodů pitné vody, horkovodního potrubí, rozvodu zemního plynu, kabelů elektrického vedení a datových kabelů.

Vzhledem k uložení kanalizačního potrubí v klenbě štol byla kolektorová chodba realizována jako obdélník šířky 2,5 m a výšky 1,7–3,1 m s půlkruhovou klenbou o poloměru 1,25 m. Výška profilu se měnila v závislosti na dimenzi potrubí. Délka kolektoru byla 714 m. Ražba probíhala v hloubce cca 10 m (počva). Krytí nadloží se pohybovalo od 4,5 m do 6 m.

Profilem raženého kolektoru probíhalo geologické rozhraní miocenních jílnů v podloží a terciálních štěrkopísků, které pokračují do nadloží a jsou v centru Ostravy výrazně zahliněné a ulehle.

ZÁKONNÉ NORMY DŮLNĚ MĚŘICKÝCH PRACÍ

Zákon ČNR č. 61/1988 Sb., ve znění pozdějších předpisů [1] konkrétně vymezuje hornickou činnost a činnost prováděnou hornickým způsobem. Ražba kolektoru je tedy činností prováděnou hornickým způsobem, a proto se veškeré měřické práce řídí vyhláškou ČBÚ č. 435/1992 Sb., [2] ve znění pozdějších předpisů.

Úkolem přípojovacího měření na povrchu je určit polohu koncových bodů promítané úsečky (olovnice) a zejména jejich směr. Připojení horizontu důlního (podzemního) díla v dole má za úkol přenést hodnoty z promítané úsečky na body zajišťující základní orientační přímkou (ZOP) připojovaného důlního díla.

Jelikož tento příspěvek se zabývá přípojovacím a usměrňovacím měřením při ražbě kolektoru, je třeba zmínit podmínky, které taxativně určuje výše uvedená vyhláška [2] v příloze č. 1 Polohové a výškové měření při činnostech podle § 1 v podzemí v kapitole č. 4 s názvem Přípojovací a usměrňovací měření. V článku 4.1.1. je uvedeno, že způsob přípojovacího a usměrňovacího měření se volí s ohledem na druh otvůrkového důlního (podzemního) díla.

Podle [2], příloha 1, odst.4.1. lze použít následující metody připojení a usměrnění:

4.1.2. Horizont, důlní (podzemní) dílo se připojí a usměrní důlním polygonovým pořadem

4.1.2.1. vedeným mezi body promítnutými dvěma nebo více jámami nebo

4.1.2.2. vedeným mezi orientačními přímkami, stabilizovanými na povrchu při ústí štol nebo úklonných důlních (podzemních) děl nebo

4.1.2.3. vycházejícím z jedné orientační přímky stabilizované na povrchu při ústí štol nebo úklonného důlního (podzemního) díla a končícího alespoň na jednom bodě promítnutém jámou nebo

4.1.2.4. vycházejícím z bodu promítnutého jednou jámou a usměrňované orientační přímkou gyroteodolitem.

4.1.3. Není-li možno splnit podmínky uvedené v 4.1.2.1, 4.1.2.2. a 4.1.2.3., připojí a usměrní se horizont, důlní (podzemní) dílo vhodnou geodetickou orientační metodou (např. dvěma olovnici)

INTRODUCTION

Taking into consideration the deteriorating situation in the condition of utility networks in the centre of the city of Ostrava, the Municipality of Ostrava prepared a project for the construction of a utility tunnel. First stage of the construction to be implemented comprised mined utility tunnels in the centre of Ostrava, at Poděbradova Street. The construction of the Central Utility Tunnel was connected to structure built in the first stage.

The location layout was based on the requirement of gravity sewage and storm water withdrawal from the centre of the city. The objective was to create conditions for definite shaping of the historic core of Ostrava, which would not be disturbed by trenches required for repairs of existing buried utility networks in the future.

The design for the utility tunnel cross-section was carried out with the aim of allowing sewers, water mains, hot-water pipes, natural gas distribution pipes, power cables and data cables to be installed in the tunnel.

Thanks to the fact that the sewer line was to be placed under the utility tunnel vault, the cross-section was designed as a rectangle of 2.5m width by 1.7 – 3.1m height, with 1.25m-radius featured with a semi-circular vault. Cross-section height varied, depending on the dimension of the pipelines. Utility tunnel length was of 714m. It was driven at the depth of about 10m (the bottom). Overburden height varied from 4.5m to 6m.

There was a geological interface running across the mined utility tunnel profile. It was encountered between Miocene Clays in the sub-grade and very dense Tertiary gravel-sands, containing a significant proportion of loam, continue to the cover.

MINE SURVEY LEGAL STANDARDS

Law of the ČNR No.61/1988 Coll. Sb. in the wording of later regulations [1] specifies mining activities and activities carried out using the mining methods. Utility tunnel excavation is an activity carried out by mining methods. All survey work must therefore comply with the Decree No. 435/1992 Coll. [2] of the ČBÚ (the Czech Bureau of Mines) in the version of later regulations.

Task for a connecting survey on the surface is to determine locations of end points of a plummet segment and, first of all, to determine their bearing. The task of connecting the horizon of a mine (underground) working is to transfer values from the plummet segment to points securing the basic directing line of the mine working being connected.

Since this paper deals with the connecting survey and orientation measurement while driving a utility tunnel, it is necessary to mention the conditions being prescribed compulsorily through the above-mentioned Decree [2], Annex No. 1 'Positional and altimetric measurements for activities according to § 1 in the underground', Chapter No. 4 named 'Connecting Survey and Orientation Measurements'. Paragraph 4.1.1 states that the method of the connecting survey and orientation measurements is selected depending on the type of the mine (underground) working opening.

According to [2], Annex 1, par. 4.1, the following methods of connecting and orientation work can be used:

4.1.2. The horizon is connected and the mine (underground) working is oriented using a polygonal traverse

4.1.2.1. running between points vertically projected through two or more shafts or

nebo gyroteodolitem a alespoň jednou olovnici, a to dříve, než délka raženého důlního (podzemního) díla dosáhne 300 metrů.

4.1.4. Ode dne, kdy nastane možnost připojení a usměrnění podle 4.1.2., provede se potřebné měření a vyhodnocení nejpozději do 30 dnů.

4.1.5. Metodu připojení a usměrnění horizontu jednou jámou a dvěma olovnici lze použít pouze výjimečně, pokud není možno použít přesnější metodu.

V případě ražby kolektorů se zpravidla jedná o otvorku podzemního díla jednou jámou.

Pak je možné připojení a usměrnění jen podle odstavce 4.1.2.4 nebo 4.1.3, a to jen s podmínkami uvedenými v odstavci 4.1.4 a 4.1.5. Použití gyroteodolitu by bylo vhodnou metodou. Problémem však je absence gyroteodolitů ve vybavení firem a neexistence nabídky služeb poskytujících měření gyroteodolitem, na trhu.

PŘIPOJOVACÍ A USMĚRŇOVACÍ MĚŘENÍ PŘI RAŽBĚ KOLEKTORU CENTRUM

Otvorka horizontu raženého kolektoru byla provedena třemi šachtami obdélníkového průřezu do hloubky 10 m pod povrch a o následujících rozměrech: šachta D 6,20 x 7,20 m, šachta E 6,70 x 4,90 m, šachta F 4,60 x 4,80 m.

Ražba kolektoru probíhala současně na čtyřech čelbách systémem „čelba-protičelba“ (obr. 1) v těchto směrech: šachta F – komora K17, šachta E – komora K14, šachta E – komora K12, jáma D – komora K7. Délky ražených úseků byly: D – E 438 m a E – F 276 m. Připojovací a usměrňovací měření při ražbě probíhalo ve čtyřech etapách. Veškeré měřické práce byly prováděny přesným měřením. Tato přesnost je stanovena podle [2], Příloha 1, odst.1.

Kde: D, E, F – stavební šachta, V1, V2, V3, V4 – technologické vrtly, K7 – K20 – komora kolektoru.



Obr. 1 Průběh trasy kolektoru s vyznačením komor, stavebních jam a technologických vrtů
Fig. 1 The utility tunnel route with chambers, construction shafts and technological boreholes

I. ETAPA

Byla použita metoda promítání dvou olovníc jednou šachtou a připojovacím obrazcem byla úsečka. Na ohlubni každé šachty byly k jejímu rámu navařeny ocelové konzoly tak, aby byly ve směru budoucí ražby tubusu kolektoru. Následně byl z bodu vytyčovací sítě vytyčen směr ražby a do konzol v tomto směru byly navrtány otvory pro zavěšení olovnice. Souřadnice koncových bodů takto promítané úsečky (olovnic) byly určeny ve státním referenčním systému S-JTSK z měřického bodu u jámy totální stanicí Leica TC 1700 s použitím sousove vloženého všesměrného hranolu Leica do závěsu nad olovnici. Závěs byl vyroben v jemnomechanické dílně Institutu geodézie a důlního měřictví, VŠB-TU Ostrava. Olovnice v šachtě poté určovaly směr pro rozrážku kolektoru do doby, než mohl být směr ražby zajištěn body přímo ve vlastním tubusu kolektoru.

II. ETAPA

Po vyražení asi 6 m trasy kolektoru byly opět připojeny olovnice na ohlubni šachet již dříve popsáním měřickým postupem.

4.1.2.2. running between aligning bases stabilised on the surface at the mouth of adits or mine (underground) slants or

4.1.2.3. starting from a single aligning base which is stabilised on the surface at the mouth of an adit or a mine (underground) slant and ending at least at one point vertically projected through a shaft or

4.1.2.4. starting from a point vertically projected through a single shaft and a base line aligned by means of a gyrotheodolite.

4.1.3. If the conditions contained in paragraphs 4.1.2.1, 4.1.2.2 and 4.1.2.3 cannot be met, the horizon and the mine (underground) working are connected by means of a proper orientation survey method (e.g. by two plumbs) or a gyrotheodolite and at least one plumb before the length of the mined (underground) working reaches 300m.

4.1.4. Required measurement and assessment must not be carried out later than 30 days after the day on which the connection and orientation according to 4.1.2 became possible.

4.1.5. Method of connecting and orienting the horizon through one shaft and two plumbs can be used only exceptionally, if no more precise method can be used.

In the case of driving the utility tunnels, underground working is usually opened via a single shaft. Then it is possible to carry out the connection and orientation only, according to paragraph 4.1.2.4 or 4.1.3, only under conditions contained in paragraphs 4.1.4 and 4.1.5 applicable. The use of a gyrotheodolite would be a suitable method. However, there is a problem – gyrotheodolites are missing in the equipment companies have available, and there are no services offering gyrotheodolite measurements on the market.

CONNECTING SURVEY AND ORIENTATION MEASUREMENT WHILE DRIVING THE CENTRAL UTILITY TUNNEL

Horizon of the mined utility tunnel was opened up to the depth of 10m through three rectangular shafts with the following dimensions: shaft D 6.20 x 7.20m, shaft E 6.70 x 4.90m, and shaft F 4.60 x 4.80m.

The utility tunnel had been driven by four simultaneously running headings (a heading – counter-heading system) in the following directions (see Fig. 1): shaft F – chamber K17, shaft E – chamber K14, shaft E – chamber K12, shaft D – chamber K7. Lengths of the mined sections were as follows: D – E section of 438m, and E – F section of 276m. Connecting survey and orientation measurements were performed during the construction in four stages. All surveys were conducted by precision measurement methods. This precision is determined according to [2], Annex 1, paragraph 1.

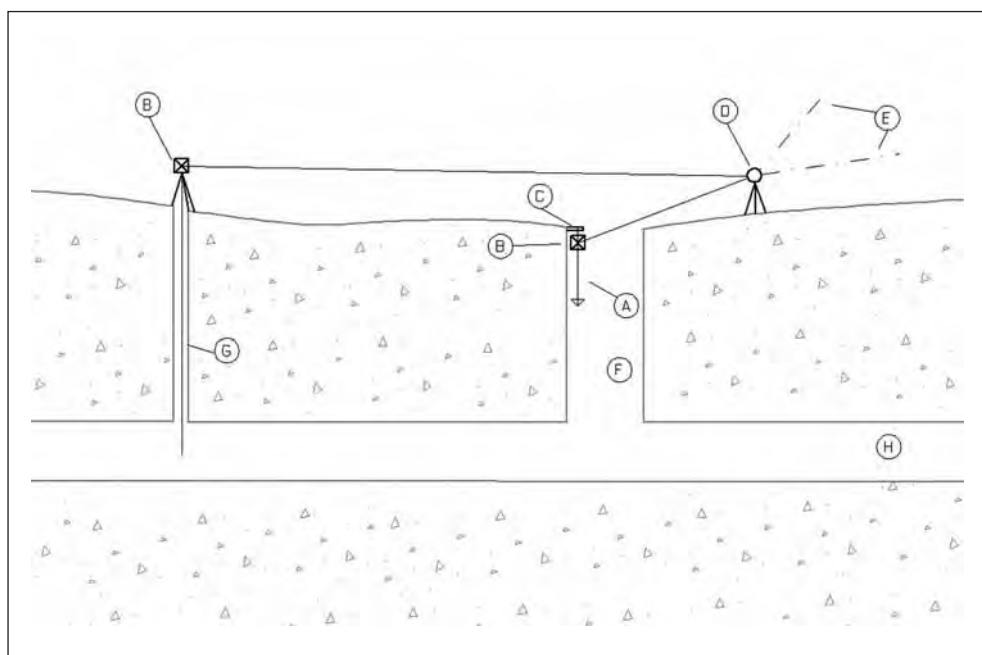
Where: D, E, F – construction shafts, V1, V2, V3, V4 – technological boreholes, K7 – K20 – utility tunnel chambers.

STAGE I

Vertical projection method using two plumbs in one shaft was used, with the junction figure in the form of abscissae. Steel brackets were welded to the pit bank frame at each shaft in the direction of the future excavation of the utility tunnel tube. Subsequently, the direction of driving was set out from a setting-out net and holes for suspending plumbs were drilled in the brackets. Coordinates of the end points of the plummet segment projected in the above-mentioned way (the plumbs) were determined within the state reference system – the Uniform Trigonometric Cadastral S-JTSK, from a survey point at the shaft, by a Leica TC 1700 total station, using a Leica omni-directional prism inserted concentrically into the suspension above the plumb. The suspension was manufactured in a fine mechanical workshop of the VŠB - Technical University of Ostrava. The plumbs in the shaft then determined the direction for the utility tunnel opening until the driving direction could be secured by points installed directly in the tunnel tube itself.

STAGE II

When about 6m of the utility tunnel route excavation had been completed, the plumbs were fixed again at the pit bank, using the above-mentioned survey procedure. With respect to the shallow depth of the



Obr. 2 Připojení promítané přímky na povrch
Fig. 2 Connecting the plummet line on the surface

Vzhledem k malé hloubce horizontu kolektoru byl k promítání úsečky na horizontu použit optický dostředovač ZNL fy WILD. Totální stanice byla dostředěna pod otvor v jedné z konzol na ohlubni jámy a na druhou konzolu byla zavěšena olovnice. Směr ražby, resp. promítané úsečky byl přenesen totální stanicí do tubusu a zajištěn čtveřicí bodů v jeho ose. Olovnice v těchto nově stabilizovaných bodech určovaly směr ražby.

III. ETAPA

Po vyražení 30 až 40 m na čelbách bylo nutno upřesnit připojení kolektoru, neboť délky promítaných úseček (olovnic) v šachtách (F – 4,113 m, E – 5,814 m, D – 6,214 m) i při velmi zodpovědném a pečlivém provedení měřických prací nemusely být zárukou úspěšné prorážky. Upřesnění připojovacího a usměrňovacího měření bylo provedeno po odvrtní technologických vrtů č. 1, 2 a 3 níže popsaným způsobem. Vrtly byly vytyčeny z bodů vytyčovací sítě na povrchu tak, aby nedošlo ke kolizi s výztuží ve štole. Průměry vrtů byly 300 mm.

Připojení na povrch bylo provedeno z bodu vytyčovací sítě tak, že byla znovu připojena jedna olovnice na ohlubni šachty. Druhý bod byl signalizován hranolem nad ústím vrtu (obr. 2). Tato úsečka byla na horizontu kolektoru v šachtě opět promítnuta optickým dostředovačem. Druhá olovnice byla promítnuta klasickým mechanickým promítáním s všesměrným hranolem v ose vrtu. Z této úsečky byly u každé šachty zaměřeny hranice předem osazených bodů. Tyto body nám podle [2] zajistily ZOP v klenbě kolektoru (obr. 3). Body ZOP byly stabilizovány ocelovými kotvami zabudovanými v primárním ostění kolektoru. Další měřické práce poté probíhaly z tohoto důlního polohového bodového pole.

Realizací tohoto připojovacího a usměrňovacího měření se délky připojovacích úseček (jáma-vrt) přenesených do horizontu kolektoru zvětšily takto: jáma D – vrt V3 délka úsečky 41,825 m, jáma E – vrt V2 délka úsečky 43,48 m, šachta F – vrt V1 délka úsečky 39,548 m.

IV. ETAPA

Po úspěšné prorážce úseku kolektoru mezi šachtami E a F („štus na štus“), byl horizont kolektoru v této části připojen a usměrněn neorientovaným polygonovým pořadem vedeným mezi body promítnutými dvěma jámami podle [2]. Jelikož ražba kolektoru v úseku mezi šachtami E a D byla delší (do prorážky zbývalo 190 m), bylo důlní polohové bodové pole ze šachty E připojeno na výše uvedený polygonový pořad. Horizont ražby ze šachty D byl ještě jednou připojen a usměrněn polygonovým pořadem mezi olovnici

Legenda:

- A – závěs s olovnici a všesměrným hranolem,
- B – odrazný hranol,
- C – konzola pro upevnění olovnice na ohlubni šachty,
- D – totální stanice (Leica TC 1700),
- E – orientace na body vytyčovací sítě,
- F – stavební šachta,
- G – technologický vrt,
- H – kolektor

Legend:

- A – suspension with a plumb and omni-directional prism,
- B – reflecting prism,
- C – bracket for fixing a plumb at the pit bank,
- D – total station (Leica TC 1700),
- E – orientation on setting-out net points,
- F – construction shaft,
- G – technological borehole,
- H – utility tunnel.

utility tunnel horizon, a Wild ZNL optical plummet was used for projecting the plummet segment to the horizon. The total station was centred under the hole in one of the brackets at the pit bank, while a plumb was suspended from the other bracket. The direction of the projected segment was transferred by the total station into the tunnel tube; then it was secured by a set of four points installed on its centre line. The plumbs suspended in the newly stabilised points determined the direction of the tunnel driving.

STAGE III

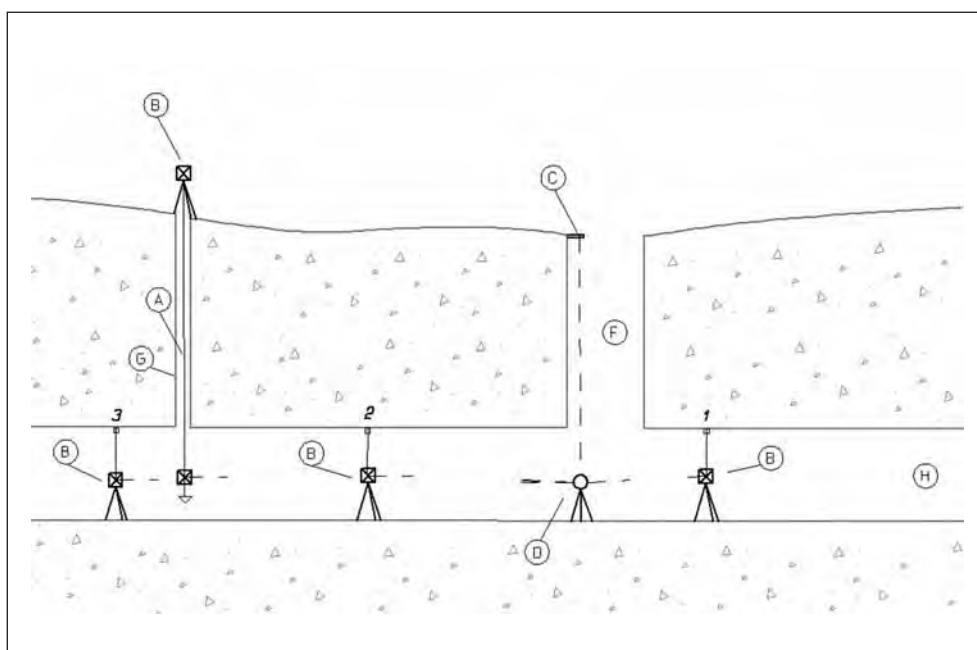
When 30 – 40m of the excavation were completed at the headings, it was necessary to refine the utility tunnel connection because the lengths of the plummet sections (plumbs) in the shafts (F – 4.113 m, E – 5.814 m, D – 6.214 m) did not guarantee necessarily a successful breakthrough, despite very responsible and meticulous measurements. Connecting survey and orienting measurement were refined after technological boreholes No. 1, 2, and 3 had been finished, using the above-mentioned procedure. Boreholes were set out from a net established on the surface with the aim of preventing a collision with the tunnel excavation support elements. Boreholes were of 300mm diameter.

Connection on the surface was carried out from a connection net point by reconnecting one plumb at the pit bank. The other point was marked by a prism installed above the borehole mouth (see Fig. 2). This abscissae was vertically projected to the shaft, to the utility tunnel horizon, again using the optical plummet. The other plumb was vertically projected traditionally, by a mechanical method, with an omni-directional prism installed in the centre of the borehole. This abscissae was used at each shaft for surveying three pre-set points. These points secured the basic directing line [2] for us in the utility tunnel vault (see Fig. 3). The basic directing line points were stabilised by steel anchors embedded in the primary lining of the utility tunnel. Other survey subsequently proceeded from this underground horizontal control.

After the completion of this connecting survey and the orientation measurement, the lengths of the connecting segments (shaft – borehole) which had been transferred to the utility tunnel horizon grew as follows: shaft D - borehole V3, segment length of 41.825m, shaft E - borehole V2, segment length of 43.48m, shaft F – borehole V1, segment length of 39.548m.

STAGE IV

After successful breakthrough the headings between shafts E and F, horizon in this part of the utility tunnel was connected and oriented by a non-oriented traverse between the points vertically projected through two shafts according to [2]. Since the length of the utility tunnel excavation in the section between shafts E and D was greater (190m remained to reach the breakthrough), the underground horizontal control

**Legenda:**

viz obr. 2 s výjimkou E;
1, 2, 3 – body pro zajištění
základní orientační přímky

Legend:

See Fig. 2, with the exception of E;
1, 2, 3 – points fixing the basic orientation line.

Obr. 3 Připojení základní orientační přímky v podzemí
Fig. 3 Connecting the basic orientation line in the underground

promítnutou v šachtě D a olovnicí promítnutou technologickým vrtem č. 4. Po úspěšné prorážce byl horizont kolektoru mezi šachtami F a D definitivně připojen a usměrněn důlním polygonovým pořadem vedeným mezi body promítnutými dvěma šachtami, opět podle [2].

ZÁVĚR

Pro použitý neorientovaný polygonový pořad (vedeným mezi body promítnutými dvěma šachtami) není stanovena přesnost podle [2], Příloha 1. Proto byly souřadnice bodů polygonového pořadu určeny ze dvou nezávislých měření a jejich přesnost posouzena jako povolená odchylka v poloze koncového bodu otevřeného polygonového pořadu viz [2] kap 2.5. Celková přesnost měření byla posouzena podle [2], Příloha 1, kap.2.4, a v ní stanovená kritéria přesnosti pro přesná měření splnila.

Metoda (využití technologického vrtu) použitá při ražbě kolektorů v centru města Ostravy je podle [2] Příloha 1, kap. 4.1 orientační metoda. Metodu řadíme mezi orientační, protože využíváme vrtu, nikoli šachty, a použijeme měřickou přímku místo polygonového pořadu. Z tohoto důvodu bylo nutné podle [2], příloha 1, odst.4.1.4, provést připojení a usměrnění popsané ve IV. etapě.

Tento postup je po stránce ekonomické (vybavení) nesrovnatelně levnější oproti použití gyroteodolitu. Další výhodou metody je vyšší přesnost než při použití promítání jednou šachtou a dvěma olovnicemi (větší délka promítané úsečky).

ING. HANA STAŇKOVÁ, Ph.D., hana.stankova@vsb.cz,
ING. PAVEL ČERNOTA, pavel.cernota@vsb.cz,
ING. JIŘÍ POSPÍŠIL, jiri.pospisil@vsb.cz,
VŠB-TU OSTRAVA,
INSTITUT GEODÉZIE A DŮLNÍHO MĚŘICTVÍ,
Ostrava-Poruba

Recenzoval: doc. Ing. Pavel Hánek, CSc.

from shaft E was connected to the above-mentioned traverse. Horizon of the excavation starting from shaft D was, once again, connected and oriented by means of a traverse between the plumb projected in shaft D and the plumb projected through technological borehole No. 4. After successful breakthrough, the horizon of the utility tunnel between shafts F and D was definitely connected and oriented by means of an underground traverse between the points which had been vertically projected through two shafts, again according to [2].

CONCLUSION

No level of accuracy is set according to [2], Annex 1, for the non-oriented traverse used (between the points vertically projected through two shafts). For that reason the coordinates of the traverse points were determined from two independent measurements. Their accuracy was assessed as an allowable deviation at the location of an unclosed traverse end point, see [2], Article 2.5. Overall accuracy of the measurements was assessed according to [2], Annex 1, Article 2.4. The criteria set in this Decree for precise measurements were met.

Method which was used during the excavation of utility tunnels in the centre of Ostrava (using a technological borehole) has, according [2], Annex 1, Article 4.1, a pilot value. We rank this method among guidance value methods because we use a borehole instead of a shaft, and a survey line instead of a traverse. This was why it was necessary to perform the connection and orientation described in Stage IV according to [2], Annex 1, paragraph 4.1.4.

This procedure is incomparably cheaper than the use of a gyrotheodolite in terms of economy (cost of equipment). Another advantage of the method is the accuracy, which is higher than in the case of vertical projection through one shaft and two plumbs (the length of the plummet segment is greater).

ING. HANA STAŇKOVÁ, Ph.D., hana.stankova@vsb.cz,
ING. PAVEL ČERNOTA, pavel.cernota@vsb.cz,
ING. JIŘÍ POSPÍŠIL, jiri.pospisil@vsb.cz,
VŠB-TU OSTRAVA,
INSTITUT GEODÉZIE A DŮLNÍHO MĚŘICTVÍ,
Ostrava-Poruba

LITERATURA / REFERENCES

1. Zákon č. 61/1988 Sb., o hornické činnosti, výbušninách a o státní báňské správě.
2. Vyhláška č. 435/1992 Sb. Českého báňského úřadu o důlně měřické dokumentaci při hornické činnosti a některých činnostech prováděných hornickým způsobem, Báňské předpisy XII, MONTANEX, a. s., Ostrava 2007, ISBN 80-85780-88-7.
3. ČERNOTA P., STAŇKOVÁ H., ADAMOVSKEJ J.: Důlně měřické práce při ražbě kolektoru v centru města Ostravy, XII. mezinárodní vědecká konference, Brno 2009, ISBN 978-80-7204-629-4.
4. NOVÁK P., FRANCZYK K., KUNZ J.: Kolektor Centrum Ostravy, dokončovací práce a vystrojení.

KABELOVÝ TUNEL ZLIČÍN-JIH ZLIČÍN-SOUTH UTILITY TUNNEL

RADKO RIEGER, PETR CUPAL

ÚVOD

Společnost PREdistribuce, a. s., jakožto hlavní dodavatel elektrické energie v Praze se v mnoha případech potýká se způsobem napojení oblastí konečné spotřeby energie na stávající přenosovou soustavu. Problémy s napojením jsou dány především majetkoprávními vztahy a již existujícími sítěmi technické a dopravní infrastruktury. Tyto dva hlavní limitující faktory často zcela znemožňují použít standardní způsob přenosu – vedení kabelů v kopaných trasách.

Jedním z takovýchto problémů byla i potřeba spolehlivého kapacitního napojení vznikajícího Západního Města a další připravované obchodní výstavby v Praze na Zličíně. Výstavba vzniká na zelené louce mimo existující přenosovou soustavu. Energetickým zdrojem je zde transformovna 110/22 kV Zličín, kterou však od výstavby odděluje komunikace R5 (rozvadovská spojka), drážní těleso metra a pozemky soukromých vlastníků. Vzhledem k potřebě postupného dlouhodobého navyšování elektrického příkonu do dané oblasti v závislosti na požadavcích jednotlivých investorů byla společnost PREdistribuce nucena přistoupit k řešení přívodu energie pomocí kabelového tunelu. Realizaci tunelu bude spolehlivě umožněna pokládka silových kabelů podle skutečných časových potřeb.

Článek je zaměřen na projektovou přípravu stavby Kabelový tunel Zličín-Jih a na srovnání geotechnických předpokladů projektu se skutečnostmi zjištěnými při ražbě. Pro jednoznačnost termínů na úvod ujasňujeme, že výraz „kabelový tunel“ se historicky váže k prvním stavbám tohoto typu v Praze, jež splňovaly i báňskou definici tunelů, podle níž má tunel plochu výrubu větší než 16 m². „Tunel“ Zličín má výrub menší, ale z hlediska potřeb investora by zavádění dalšího pojmu bylo matoucí, proto se všechna tato díla označují jako kabelové tunely.

SOUHRNNÝ POPIS

Kabelový tunel Zličín-Jih řeší způsob vyvedení energetického výkonu ve formě kabelů 22kV z areálu transformovny (TR) 110/22kV Zličín jižním směrem za rychlostní komunikaci R5 pro budoucí bytovou a obchodní výstavbu. Zde budou kabely vyvedeny z tunelu do kopaných tras ve směru na obchodní zónu Zličín a na Třebonice.

Kabelový tunel je tvořen technologickými šachtami – Š11 na začátku a Š12 na konci, které jsou propojeny raženým kabelovým tunelem kruhového profilu. V šachtách jsou nejen vedeny silové kabely, ale slouží pro větrání díla, čerpání průsakových vod, obsluhu a manipulaci. K tomu jsou vybaveny potřebnými prvky a technologiemi. Ražba tunelu byla vzhledem ke geologickým podmínkám (viz dále) a křížující technické infrastruktúře navržena mechanizovaným štítem. Tato technologie je oproti klasické ražbě výhodnější z ekonomického i časového hlediska.

Základní identifikační údaje:

Název stavby	Kabelový tunel Zličín-Jih
Investor	PREdistribuce, a. s.
Generální zhotovitel	Navatyp, a. s.
Dodavatel ražené části	OHL ŽS, a. s.
Projektant	KO-KA, s. r. o.
Geotechnický monitoring:	Inset, s. r. o.
Místo stavby	MČ Praha 17-Zličín
Výstavba	4–12/2009
Parametry stavby:	
Celková délka stavby	157,5 m
Tunel	
délka ražby	146 m
profil štítu – hrubý průměr a plocha	3,06 m/7,55 m ²
profil tunelu – světlý průměr a plocha	2,63 m/5,43 m ²
hloubka dna	9,75–12,25 m

INTRODUCTION

PREdistribuce a.s., as the main power supplier in Prague, frequently has to struggle with problems associated with the way in which the areas of final consumption of power are connected to the existing transmission system. Problems with connections mainly follow from property ownership and legal relationships and the already existing technical and transportation infrastructure networks. These two main limiting factors often totally prevent the use of the standard method of transmission – laying cables in trenches.

One of such problems was the need for a reliable, capacity link to the currently developing Západní Město suburb and to another commercial development being prepared in Prague Zličín. The development takes place on greenfield sites, beyond the existing transmission system. The power source for this area is the 110/22kV transformer station in Zličín, which is, unfortunately, separated from the development area by the R5 road (the Rozvadov Connection Road), a metro track embankment and pieces of private land. With respect to the need for continuous long-term increasing of the power input for the given area, depending on requirements of individual investors, PREdistribuce a.s. was forced to attack the power supply problem by building a cable tunnel. Once the tunnel is completed, the installation of power cables will be reliably possible to satisfy the real needs developing with time.

This paper is focused on the designing stage of the project named the 'Zličín-South Cable Tunnel' and on comparing geotechnical assumptions of the design with the reality encountered during the construction. To make the terms unambiguous at the beginning of the paper, we want to clear up that the term 'cable tunnel' is historically associated with first constructions of this type in Prague which even complied with the mining definition of tunnels requiring the excavated cross-sectional area to be larger than 16m². Despite the fact that the excavated area of the Zličín 'tunnel' is smaller, all these workings are referred to as cable tunnels because introducing a new term would be confusing from the point of view of the owner's needs.

OVERALL DESCRIPTION

The Zličín-South cable tunnel project solves the system of transmitting the energy output from the 110/22kV transformer station (TS) by 22kV cables running south, behind the R5 expressway, where residential and commercial development is planned. In this location, the cables will pass from the tunnel to buried routes in the direction of the Zličín commercial zone and further toward Třebonice.

The cable tunnel comprises technological shafts Š11 at the beginning and Š12 at the end. The shafts are interconnected by a mined circular profile tunnel. Apart from housing cables, the shafts also allow ventilation of the tunnel, pumping of seepage water, the tunnel operation and management. For this purpose, they are equipped with necessary components and equipment. The tunnel excavation by means of a mechanised shield was designed with respect to the geological conditions (see below) and utility networks crossing the route. Compared with traditional driving, this technology is more advantageous in terms of economy and time.

Basic identification data

Project name:	Zličín-South Cable Tunnel
Owner:	PREdistribuce a.s.
General contractor	Navatyp a.s.
Sub-contractor for mining work:	OHL ŽS a.s.
Designer:	KO-KA s.r.o.

výška nadloží	6,50–9,0 m
podélný sklon	0,75 %
Šachta Š11	
hrubý půdorys/hloubka	5,65x6,60 m/11,77 m
světlý půdorys/hloubka	4,45x5,40 m/11,15 m
Šachta Š12	
hrubý půdorys/hloubka	5,40x5,60 m/12,60 m
světlý půdorys/hloubka	Ø 4,20 m/11,89 m

FÁZE PŘÍPRAVY STAVBY

Projekt kabelového tunelu Zličín-Jih připravovala naše společnost KO-KA, s. r. o., od roku 2004, kdy byla zpracována prvotní rozhodovací studie. Ta v základních otázkách porovnávala kladné a záporné aspekty jednotlivých možných řešení. Výsledná varianta doporučená k další projektové přípravě optimálně respektovala současné limitující faktory a předjímala možné problémy a jejich řešení.

Zpracovávání dokumentace k územnímu řízení bylo zahájeno v 4/2006, schvalovací proces byl úspěšně ukončen vydáním územního rozhodnutí v 4/2007. Zásadní problém v této fázi nepředstavovalo technické řešení, které se zpracovávalo variantně – klasická ražba, nebo razící štít – ale majetkoprávní otázky při projednávání záměru s vlastníky dotčených pozemků. Především šlo o otázku duplicitního zápisu vlastnictví pozemku v katastru nemovitostí a specifický průběh jednání se zahraniční developerskou společností, jež neměla jasnou představu o svých záměrech a několikrát tak změnila své požadavky na polohu koncové šachty tunelu. Tyto záležitosti prodloužily dobu projednávání projektu o několik měsíců.

Ve fázi projektu ke stavebnímu povolení jsme na základě výsledků podrobného inženýrskogeologického průzkumu a navazujících geotechnických výpočtů (viz dále) s konečnou platností rozhodli o technologii provádění pomocí štítování. Technologii byl definován i tvar a velikost příčného profilu díla. Z IG průzkumu dále vyplynula nutnost řešení korozní ochrany prefabrikovaného tubusu tunelu v úseku podchodu dráhy metra, kde hrozilo zvýšené nebezpečí poškození konstrukce od účinků bludných proudů. Opětovně jsme se nevyhnuli majetkoprávním problémům při projednávání stavby, kdy se změnily některé vlastnické vztahy a developerská společnost změnila původní plány, jimž byl projekt uzpůsoben. Stavební povolení se tak natáhlo od zahájení projektování v 8/2007 až do 11/2008, kdy nabylo právní moci.

Navazující výběr dodavatele stavby a přípravné činnosti již šly ráz na ráz a stavba byla slavnostně zahájena k 1. dubnu 2009.

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Předpoklady a závěry dle průzkumu

Primárním předpokladem při návrhu podzemního díla je co nejlepší možná znalost zemního prostředí. Ve stupni stavebního povolení byl zpracován podrobný inženýrskogeologický průzkum území firmou Inset, s. r. o. Průzkum vycházel jak z archivních podkladů (mapy a sondy), tak především z vrtaných sond provedených v ose díla a geofyzikálních měření realizovaných v podélné ose díla a kolmo.



Obr. 1 Zákres stavby do fotografie (František Rieger)
Fig. 1 The construction drawn in a photograph (František Rieger)

Geotechnical monitoring:	Inset s.r.o.
Construction location:	Municipal District of Prague 17-Zličín
Construction period:	04 – 12/2009
Construction parameters	
Total length	157.5m
Tunnel	
excavation length	146.00m
shield profile – rough diameter / area	3.06m / 7.55m ²
tunnel profile – net diameter / area	2.63m / 5.43m ²
bottom depth	9.75 – 12.25m
overburden height	6.50 – 9.0m
longitudinal gradient	0.75%
Shaft Š11	
rough ground plan / depth	5.65 x 6.60m / 11.77m
net ground plan / depth	4.45 x 5.40m / 11.15m
Shaft Š12	
rough ground plan / depth	5.40 x 5.60m / 12.60m
net ground plan / depth	Ø 4.20m / 11.89m

DESIGN PREPARATION PHASES

The design for the Zličín-South cable tunnel was prepared by our company, KO-KA s.r.o., from 2004, when the initial decision-making study was carried out. The study dealt with fundamental questions, comparing positive and negative aspects of individual possible solutions. The resultant variant which was recommended for further design preparation most optimally respected the existing limiting factors and anticipated possible problems and their solutions.

The work on the zoning process documents started in April 2006; the approval process was successfully finished by the issuance of the zoning and planning decision in April 2007. The fundamental problem of this phase was not the technical solution, which was prepared in variants – traditional driving or a driving shield – but the property ownership issues encountered during negotiations with land owners affected by the project. The main problem was associated with a duplicate record of the rights to the real estates in the cadastre of real estates and the specific course of negotiations with a foreign developer who did not have a clear idea of his intentions and several times changed his requirements for the location of the end shaft on the tunnel. Owing to these matters, the design negotiation period was extended by several months.

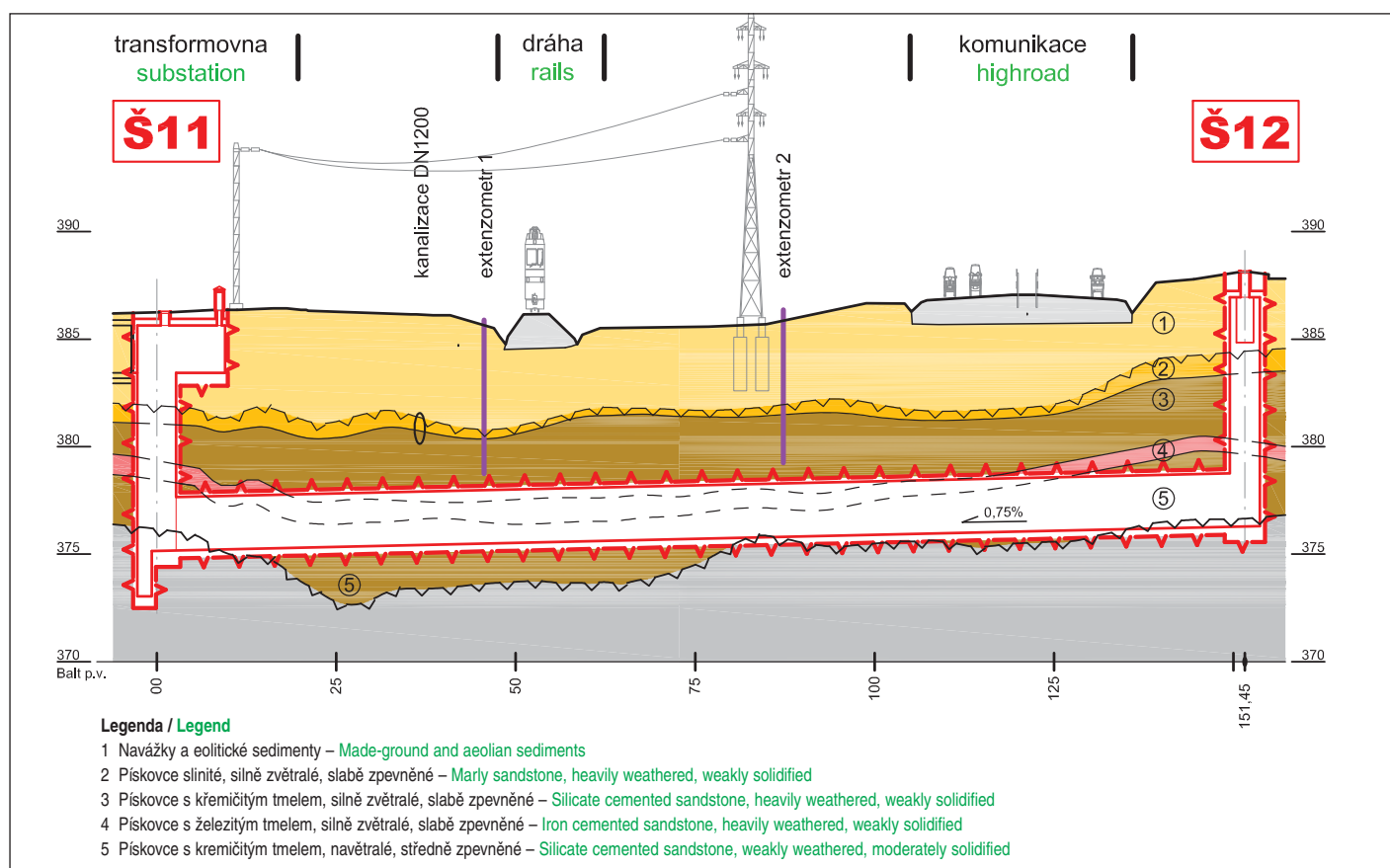
During the final design phase we made the final decision on the excavation technique, on the basis of results of a detailed engineering geological survey and subsequent geotechnical calculations (see further below), to be the use of a shield. This technique also predefined the geometry and dimensions of the cross section of the tunnel. The EG survey further suggested the necessity of solving the corrosion protection of the prefabricated tunnel tube in the section passing under the metro track, where there was an increased threat of damage to the structure due to effects of stray currents. Again we could not avoid property ownership-related problems during the negotiations, where some ownership relationships had changed and the developer changed the original plans to which the design had been adjusted. The period of the issuance of the building permit was therefore extended from the beginning of the design work in August 2007 to November 2008, when the permit became legally valid.

The subsequent selection of a contractor for the construction and preparation activities proceeded quickly, time after time. The construction work commenced on 1st April 2009.

GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

Assumptions and conclusions according to the survey

The primary condition for designing an underground working is as good as possible knowledge of the ground environment. In the final design stage, a detailed engineering geological survey of the area was carried out by Inset s.r.o. The survey was based both on archive documents (maps and exploratory boreholes) and, above all, on boreholes drilled on the tunnel centre line and geophysical measurements conducted both on the longitudinal centre line of the tunnel and perpendicular to the centre line.



Obr. 2 Podélný profil stavby (Bc. Petr Cupal)
Fig. 2 Longitudinal section of the tunnel (Bc. Petr Cupal)

Z průzkumu vyplynulo, že ražba bude vedena v křídových sedimentech České křídové pánve, a to především vrstvami kaolinických pískovců. Ty jsou jemně- až střednězrnité, slabě až středně zpevněné a jílovitě stmelené. V nich bude také zastížena pevnější poloha pískovců zpevněných železitým tmelem. Nadložní vrstvu pak tvoří slabě zpevněné glaukonitové pískovce.

Na vzorcích z jádrového vrtu v prostoru šachty Š12 se laboratorním měřením určila průměrná pevnost horniny v prostém tahu v úrovni tunelu 1,2 MPa a třída ražnosti R6. Pod počvou tunelu činila pevnost 2,2 MPa a z hlediska ražnosti byla zařazena do třídy R5. Vzhledem k charakteru prostředí a celkové morfologii území realizované sondy hl. 11 m nezaťhly hladinu podzemní vody. Podle archivních údajů se hladina slabě agresivní podzemní vody pohybuje několik metrů pod počvou tunelu. Při hloubení šachet budou zastíženy i pokryvné útvary tvořené akumulacemi eolicko-deluviálních a deluviálních sedimentů, které mají charakter



Obr. 3 Čelba tunelu, křemičité pískovce s polohou zpevněnou železitým tmelem (Bc. Petr Cupal)
Fig. 3 Tunnel excavation face – quartzose sandstone with the layer solidified by ferrous cement (Bc. Petr Cupal)

It followed from the survey that the driving would pass through Cretaceous sediments of the Bohemian Cretaceous Basin, first of all kaolinitic sandstone. They are finely to medium coarsely grained, weakly to medium solidified by clay cement. A harder layer of sandstone cemented by a ferriferous compound will be encountered in the sediments. The overlying layer consists of weakly solidified glauconitic sandstone.

The average direct tensile strength of the rock at the tunnel level of 1.2 MPa and the excavation class R6 were determined by laboratory tests on core samples obtained in the vicinity of shaft Š12. The strength under the tunnel bottom reached 2.2 MPa and the excavation class was determined as R5. Because of the character of the environment and overall morphology of the area, 11 m deep survey boreholes did not encounter the water table. According to archive documents, the slightly corrosive water table fluctuates several metres under the tunnel bottom. Even a cover consisting of aeolian-deluvial and deluvial sediments having the character of secondary loess, anthropogenic fills and humus layers will be encountered during shaft sinking operations.

The virtually homogeneous excavation environment led to the decision that the tunnel be driven by means of a shield. This technique also promised better results in terms of the effects on the surface compared to traditional excavation.

With respect to electric sources known in the location – the transformer station and the metro track – the survey was consistently focused even on assessing the corrosive action of the environment due to stray currents. The measured geoelectric quantities proved very high corrosivity in the area of operations (degree IV). The necessity followed from this finding that corrosion protection had to be solved for the section passing under the metro track, where there was the risk of geoelectric fields originating around metro power cables and cables installed in the tunnel in the future affecting each other.

REALITY FOUND DURING THE CONSTRUCTION

The excavation environment is well obvious in the longitudinal section. It is possible to state that the survey relatively exactly identified the course of individual layers throughout the tunnel length. Three boreholes were sufficient for the survey – at the beginning, middle and end of the tunnel. The only deviation which was encountered during



Obr. 4 Spouštění štítu (Bc. Petr Cupal)
Fig. 4 Lowering of the shield (Bc. Petr Cupal)

sprašových hlín, uloženiami antropogenného pôvodu a humóznymi vrstvami.

V podstatě homogenní prostředí ražby vedlo k rozhodnutí realizovat dílo pomocí razicího štítu. Tato technologie také slibovala lepší výsledky vlivů ražby na povrch území oproti klasické ražbě.

S ohledem na známé elektrické zdroje lokality – TR a dráha metra – se průzkum důsledně zaměřil i na hodnocení korozní agresivity prostředí vlivem bludných proudů. Naměřené geoelektrické veličiny prokázaly velmi vysokou agresivitu zájmového území (stupeň č. IV). Z toho vyplynula nutnost řešení korozní ochrany díla v místě podchodu dráhy metra, kde hrozilo riziko vzájemného ovlivňování geoelektrických polí vznikajících kolem silových kabelů metra a kabelů v budoucnu uložených v tunelu.

SKUTEČNOST ZJIŠTĚNÁ PŘI STAVBĚ

Prostředí ražby je dobře patrné v podélném řezu. Lze konstatovat, že průzkum poměrně přesně odhalil průběh jednotlivých vrstev v celé délce díla, k čemuž stačily 3 průzkumné vrty – začátek, střed a konec tunelu. Při ražbě se pouze lišil průběh a mocnost polohy pískovce zpevněné železitým tmelem, která dosahovala pouze 0,3 m oproti předpokládanému 1 m a jeho průběh se v konci ražby rozdvíjel.

Oproti průzkumu však bylo ražbou zastiženo prostředí o vyšší pevnosti a muselo dojít k přetřídění prostředí z R5 na R4. Železitá vrstva dosahovala dokonce R3.

Tyto odchylky však pro vlastní provádění nepředstavovaly žádný problém.

VOLBA TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ A REALIZACE

Volba technologie

Ražení podzemního díla je vždy spojeno s ovlivněním povrchu. Zvláště v našem případě při budování díla pod frekventovanou silniční a železniční komunikací – rychlostní komunikace R5 a drážní těleso – bylo důležité předpovědět hodnoty maximálních poklesů povrchu a rozsah poklesové kotliny na povrchu terénu s ohledem na blízké inženýrské objekty – stoka DN1200 a rozbočný sloup VVN.

Odhad sednutí terénu a velikosti deformací byl proveden analytickými postupy. Pro vyšetření poklesů na povrchu a určení zóny ovlivnění byla upřednostněna metoda ztráty objemu (volume loss), která byla kontrolně ověřena pomocí klasické teorie odvozené podle Limanova, Fazekase a Pecka. K výpočtu byl použit program GEO 5 – Výrub od firmy Fine, s. r. o.

Předběžné propočty poklesů terénu pomocí klasických metod v rámci přípravy dokumentace k územnímu řízení založené pouze na archivních podkladech předběžného IG průzkumu ukazovaly na poklesy kolem 15–18 mm. Po provedení podrobného průzkumu, jenž zpřesnil především mocnosti jednotlivých vrstev a jejich geotechnické charakteristiky, bylo rozhodnuto o zhloubení nivelety díla o 1 m a novým výpočtem byla zjištěna hodnota poklesu na terénu kolem 10 mm při uvažování nepříznivého stavu 1% ztráty objemu. I tato nízká hodnota by zejména na silničním tělese mohla představovat vážné bezpečnostní riziko.

Cílem návrhu projektu proto bylo tyto teoretické hodnoty minimalizovat.

Vzhledem k tomu, že dosažení těchto hodnot je závislé nejen na geotechnických charakteristikách prostředí, ale také na zvoleném technologickém postupu a následném dodržování technologické kázně dodavatele, bylo důležité správně zvolit nejvhodnější technologii ražby. Protože

the excavation was the thickness of the sandstone layer solidified by the ferrous compound, which reached only 0.3m (as opposed to the anticipated 1m value) and bifurcated at the end of the excavation.

However, contrary to the survey conclusions, the strength of the environment encountered by the excavation was higher, thus the excavation classification had to be changed from R5 to R4. The ferrous layer was even categorised as class R3.

The above-mentioned deviations posed no problem for the tunnel driving itself.

SELECTION OF THE WORK TECHNIQUE AND IMPLEMENTATION

Selection of the excavation technique

Driving of an underground working is always associated with effects on the surface. Particularly in our case, where the tunnel was to be driven under a busy road and rail track (the R5 expressway and metro track embankment), it was important to predict the maximum surface settlement values and the extent of the settlement trough with respect to utility structures in the vicinity (a DN1200 sewer and an EHT branch pole).

The estimation of the terrain settlement and the magnitude of strain was carried out using analytical methods. The volume loss method was given preference after the surface settlement values had been investigated and the affected zone had been determined. This method was verified using a classical theory derived according to Liman, Fazekas and Peck. Fine s.r.o.'s GEO 5 – Excavation program was applied to the calculation.

Preliminary surface settlement calculations by classical methods in the framework of the preparation of documents for issuance of zoning and planning decision, which were based only on preliminary archive EG survey documents, suggested settlement values around 15 – 18mm. After the completion of the detailed survey, which refined above all the information on the thickness of individual layers and their geotechnical properties, the decision was made that the tunnel alignment be set deeper by 1m. A new calculation determined the value of the surface settlement to be about 10mm at the unfavourable value of the volume loss of 1. Although, even this low value would have posed significant safety risk, first of all to the road embankment.

THE OBJECTIVE OF THE DESIGN DRAFT WAS TO MINIMISE THESE THEORETICAL VALUES

Taking into consideration the fact that whether these values are reached or not depends not only on geotechnical properties of the environment but also on the selected technological procedure and subsequent technological discipline of the contractor, it was important to select the most suitable excavation technique correctly. Because, according to the EG survey, the ground environment is formed throughout the tunnel length by unconsolidated to little consolidated sandstone, the environment is homogeneous and the excavation is carried out above the water table, the decision was made that the tunnel be constructed using the shielding technique. This technique, compared with traditional excavation, minimises errors caused by the human factor by means of automation of individual activities and, owing to the fact that the support structure is created immediately, removes the risk of development of overbreaks promises smaller impact on the surface (if requirements of the working procedure are adhered to).

The aspect of time was also a non-negligible factor in the process of selecting the technique, taking into consideration the accumulation of delays suffered during the construction approval process, which did not correspond to the original intentions of the owner as far as the completion time was concerned. Compared to traditional mining methods, shield driving means an advance rate faster roughly by a third. In addition, uniform high quality of the load-bearing structure is guaranteed thanks to the precast lining segments.

TECHNOLOGICAL PROCEDURE

A mechanised hydraulic shield DN3050 with the excavated cross-sectional area of 7.55m² was designed for the tunnel excavation. The application of the driving shield required a 11.5m deep launch shaft 4.45 x 5.40m (minimum ground plan dimensions for lowering of the shield – see Photo) to be sunk at the beginning, which would be used after the completion of the works as a technological shaft.



Obr. 5 Tubus tunelu po provedení těsnící injektáže (Bc. Petr Cupal)
Fig. 5 Tunnel tube after completion of the sealing grouting (Bc. Petr Cupal)

podle IG průzkumu tvoří horninové prostředí v celém průběhu ražby nepevněné až málo zpevněné pískovce, prostředí je homogenní a ražba probíhá nad hladinou podzemní vody, bylo rozhodnuto o realizaci díla pomocí štítování. Tato technologie v porovnání s klasickou ražbou minimalizuje chybu lidského faktoru automatizací jednotlivých činností a díky okamžitému vytváření nosné konstrukce bez rizika vzniku nadvýrubů slibuje také menší ovlivnění povrchů (při důsledném dodržení pracovního postupu).

S ohledem na kumulaci průtahů při povolování stavby, které nekořespondovaly s původními časovými záměry investora na zprovoznění díla, byl neopominutelným faktorem při volbě technologie také čas. Štítování oproti klasické metodě znamená zhruba o třetinu rychlejší postup prací. Navíc je díky prefabrikovaným dílcům ostění zaručena jednotná vysoká kvalita nosné konstrukce.

TECHNOLOGICKÝ POSTUP

Ražba tunelu byla navržena pomocí mechanizovaného hydraulického štítu DN3050 o výrubu 7,55 m². Pro realizaci díla razícím štítem bylo nejprve nutno provést startovací šachtu o světle velikosti 4,45 x 5,40 m podle minimálních rozměrů nutných pro spouštění štítu (viz foto) a hloubce 11,15 m, která po dokončení díla slouží jako technologická. Na dně šachty byla vytvořena „kolíbká“ z panelů pro uložení štítu a zahájení ražby.

Ražba mechanickým štítem spojuje dva obvykle samostatné procesy provizorního a definitivního ostění do jednoho technologického celku. Veškeré práce spojené s výstavbou tubusu tunelu probíhají uvnitř štítu, za kterým zůstává hotové dílo.

Použitý štít má světlý profil 3060 mm a jeho ocelový plášť je tloušťky 16 mm. Vnitřní profil ostění je 2630 mm při tloušťce 200 mm. Profil tunelu je tvořen 6 ks železobetonových klenutých kónických segmentů 305-DR. Segmenty jsou z betonu třídy C35/45, tloušťky 200 mm a délky 600 mm. Jednotlivé segmenty jsou provedeny s vysokou přesností (v řádu milimetrů) v kvalitě pohledového betonu a vzájemně spojeny na principu pero-drážka. Jednotlivé segmenty mají otvor pro injektáž, kterým je injektováno za ostění a současně do spojů mezi segmenty. Dodavatelem ražené části tunelu byla společnost OHL ŽS, a. s., dodavatelem segmentů ŽPSV, a. s., závod Borohrádek.

Pro dosažení poklesu terénu podle předpokladu projektu bylo nutno důsledně dbát na kvalitní vyplňování volných prostor mezi ostěním a zemním prostředím vznikajících při vysouvání prstence ze štítu. Tento prostor dosahuje až cca 70 mm (součet tloušťky štítu a deformace kruhového profilu po sesazení segmentů) a vyplňuje se ve dvou etapách – poprvé v okamžiku vysouvání prstence ze štítu zafoukáním lehčeného kamenniva (liaporu) po celém obvodu prstence a podruhé ve vzdálenosti cca 10–15 m za štítem těsnící jílocementovou injektáží. Injektáž slouží nejen ke spolehlivému kontaktování díla k hornině a zmonolitnění tubusu ale také k utěsnění pracovních spár mezi jednotlivými segmenty ostění vůči vodě. Opatření proti vodě byla prováděna nejen s ohledem na vsakující se povrchové vody, ale také s ohledem na dlouhou životnost podzemního díla, která je uvažována 80–100 let. Ač se niveleta díla pohybuje několik metrů nad hladinou podzemní vody, toto dlouhé období s sebou nese mj. riziko klimatických změn, a tedy změny vodního režimu v okolním prostředí.

A cradle formed by panels was installed on the shaft bottom for the purpose of placing the shield on it and allowing the driving to start.

The excavation method using a mechanical shield joins the usually separate processes of the installation of primary and secondary linings into one technological operation. All activities associated with the construction of a tunnel tube are performed inside the shield, leaving completed works behind it.

The shield which was used was 3060mm in diameter and its steel jacket was 16mm thick. The inner profile of the tunnel is 2630mm at the lining thickness of 200mm. The tunnel cross section consists of 6 vaulted, conical RC segments 305-DR. The 200mm thick and 600mm long segments are in concrete grade C35/45. Individual segments are produced with high precision (in the order of millimetres) and with architectural finish. Tongued and grooved joints are used to connect them with one another. Individual segments are provided with grouting valves through which grout is injected behind the lining and, at the same time, to joints between segments. The contractor for the mined section of the tunnel was OHL ŽS; the segments were supplied by the Borohrádek plant of ŽPSV a.s.

To maintain the settlement limits anticipated by the design, it was necessary to carefully see to the quality of backfilling empty spaces between the lining and the ground mass, which originated during the process of pushing the lining ring from the shield. This annular space is up to about 70mm thick (the summation of the shield jacket and the deformation of the circular profile after the installation of the segments). It is backfilled in two stages. The first stage takes place when the ring is being pushed out of the shield (lightweight aggregates are blown into the whole annular space), while the second stage backfilling is carried out by injecting clay-cement sealing grout, at the distance of about 10-15m behind the shield. The grouting ensures not only a reliable contact between the tunnel and ground mass, but also waterproofing of joints between the segments. The waterproofing was carried out not only with respect to seeping rain water, but also with respect to the long life of the underground working, which is assumed to be 80-100 years. Despite the fact that the tunnel alignment runs several metres above the water table, this long time means that there is a risk of climatic changes in the future, thus also changes within the hydrologic regime in the surrounding ground environment.

The passage under the rail track embankment was a separate technological chapter. With respect to results of measurements of the geoelectric quantities, it was necessary to implement passive measures to prevent negative effects of stray currents on the tunnel structure. The measurements were conducted within a section extending 25m to both sides of the rail track centre line. The surface of all segments was provided with a plastic coat consisting of an asphalt priming coat, a rubber-bitumen suspension coat and bitumen sheets (sheets without a metallic core). Joints between segments were provided with a primary coat and rubber-bitumen suspension during the ring erection. The suspension was applied at a thickness guaranteeing that the protection would not be interrupted (when the next segment was being installed it exerted a pressure on the previous one and the excess rubber bitumen mass was squeezed out of the joint and fused with the bitumen layer protecting the outer surface of the ring).

Muck was transported from the excavation face to the hoisting shaft by rail. A muck car was lifted by an OVJ-75.1 crane. A separate, combined ventilation system was designed for the tunnel, using an APXE fan with dust extraction and noise suppression systems installed.

When the tunnel had broken through into the end shaft Š12, the final finishes were taken up. The joints were pointed throughout the tunnel length using the Ergelit-KS1 mortar; the tunnel was provided with a unifying coat and a cambered concrete floor was cast on the bottom. Then galvanised steel structures fulfilling the main function of the tunnel to carry power cables were installed on both sides of the tunnel. The entire construction process was finalised by installing sensors, cables and measuring apparatuses securing and controlling the required operating environment in the tunnel.

IMPACT OF THE WORKS ON THE SURFACE

Part of the excavation process was also the execution of continual geotechnical monitoring (GTM), which was carried out by the

Samostatnou technologickou kapitolou byl podchod drážního tělesa, kde s ohledem na výsledky měření geoelektrických veličin bylo nutno přistoupit k provedení pasivních opatření pro zamezení negativních vlivů bludných proudů na konstrukci tunelu. Opatření se prováděla v rozsahu 25 m od osy dráhy. Povrch všech segmentů byl důsledně „oplaštován“ kombinací asfaltového penetračního nátěru, gumoasfaltové suspenze a bitumenových pásů (pásky bez kovové vložky). Ošetřeny byly i pracovní spáry mezi jednotlivými klenáky v okamžiku ukládání segmentů do ostění, a to pomocí penetračního nátěru a gumoasfaltové suspenze. Ta se nanášela v tloušťce zajišťující provedení nepřerušené ochrany – po dotlačení dalšího segmentu se ze spáry vytlačí přebytečná hmota gumoasfaltu, která se vně segmentu spojí s provedenou ochranou povrchu.

Doprava rubaniny z čelby do těžní šachty byla kolejová. Důlní vozík byl vytěžován jeřábem OVJ-75.1. V tunelu bylo navrženo separátní kombinované větrání pomocí ventilátoru APXE s instalací odprašovacího zařízení a tlumičů hluku.

Po proražení tunelu do koncové šachty Š12 bylo v díle přistoupeno k definitivním úpravám. V celé délce bylo provedeno vyspárování hmotou Ergelit-KS1, tunel byl opatřen sjednocujícím nátěrem a provedena spádovaná nabetonávka pochozího dna. Poté přišla ke slovu instalace ocelových pozinkovaných konstrukcí po obou stranách tunelu, jež budou sloužit k plnění hlavní funkce tunelu – vedení silových kabelů. Celá výstavba byla završena instalací čidel, kabelů a měřících přístrojů zajišťujících a kontrolujících požadované provozní prostředí v tunelu.

DOPAD PROVÁDĚNÍ DÍLA NA POVRCH

Součástí technologie ražby bylo i provádění kontinuálního geotechnického monitoringu (GTM), který realizovala firma Inset, s. r. o., divize diagnostiky stavebních konstrukcí. Monitoring byl zaměřen na sledování povrchu terénu, okolních objektů, geologie čelby a na zpřesnění předpovědi chování prostředí rizikových úseků (dráha a komunikace), před nimiž byly instalovány extenzometry. Výsledky všech měření byly hluboko pod stanovenými limity. Nivelační měření byla prováděna metodou přesné nivelace s přesností 0,2–0,5 mm a zpracována programem WinNivel, produktem společnosti Inset.

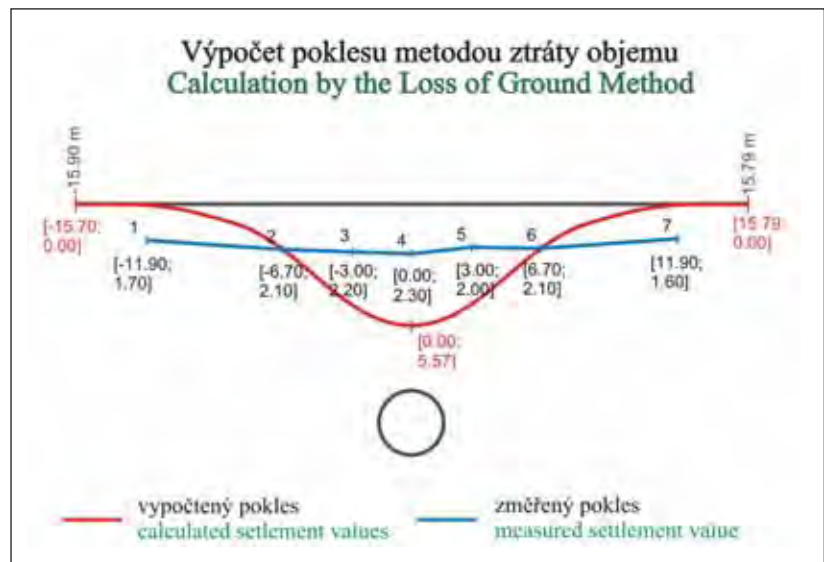
Na obrázku je srovnání vypočtených hodnot poklesů terénu v místě rychlostní komunikace se skutečně naměřenými hodnotami. V komunikaci byly umístěny 4 nivelační profily, vždy v krajnici každého směru. Výpočet poklesů metodou ztráty objemu předpokládal hodnotu až 10 mm. Skutečně naměřené hodnoty dosáhly nejvíce 2,3 mm, a to na prvním profilu ve směru ražby. Na ostatních profilech, kde byla podélná deformační vlna od čelby ztlumena masivní konstrukcí kufru komunikace, dosahovaly poklesy 1,3–0,8 mm. Obdobné výsledky byly i na všech ostatních nivelačních profilech v trase díla. Výsledky GTM dosahovaly vynikajících hodnot na úrovni 1/3 předpokladu teoretického výpočtu.

ZÁVĚR

Výsledky geotechnického monitoringu, stejně jako vlastní bezproblémový a rychlý průběh výstavby, jednoznačně prokázaly správnost návrhu projektanta realizovat stavbu kabelového tunelu Zlíčín-Jih razícím štítem. Tato technologie podstatně zkrátila dobu výstavby, zaručila vysokou jednotnou kvalitu nosné konstrukce a investorovi ušetřila nemalé finanční prostředky. Po pouhých 9 měsících výstavby je tunel připraven k provozu. Kabelový tunel Zlíčín-Jih pro společnost PREdistribuce znamená dlouhodobou investici do spolehlivého velkokapacitního energetického propojení, díky kterému může rozsáhlá výstavba na Zlíčíně a okolí bez obav pokračovat.

ING. RADKO RIEGER, Bc. PETR CUPAL,
ko-ka@ko-ka.cz, KO-KA, s. r. o.

Recenzoval: doc. Dr. Ing. Jan Pruška



Obr. 6 Porovnání vypočtených a naměřených poklesů (Ing. Radko Rieger, Bc. Petr Cupal)

Fig. 6 Comparison of the calculated and measured settlement values (Ing. Radko Rieger, Bc. Petr Cupal)

Building Structures Diagnosis Division of Inset s.r.o. The monitoring was focused on observing the terrain surface, surrounding buildings, geology at the excavation face and refining the anticipation of behaviour in the sections carrying the highest risk (the rail track and the road). Extensometers were installed before these sections. Results of all measurements were deep under prescribed limits. The levelling was carried out using the high precision levelling method with the accuracy of 0.2-0.5mm. The levelling results were processed by the WinNivel program, which was developed by Inset s.r.o.

A comparison of the calculated surface settlement values at the crossing with the expressway with actually measured values is presented in the picture. Four levelling stations were installed in the road surface; one station was established in each shoulder, in each direction of traffic. The calculation using the volume loss method assumed that the value would be up to 10mm. The actually measured values did not exceed 2.3mm (at the first station in the direction of excavation). At the other stations, where the longitudinal deformation wave propagating from the excavation face was damped by the massive structure of the roadbed, the settlement values reached 1.3 – 0.8mm. Similar results were obtained at all other levelling stations along the tunnel route. The GTM results reached excellent values, at one third of the values obtained by the theoretical calculation.

CONCLUSION

The results of the geotechnical monitoring, as well as the trouble free and fast course of the construction works, unambiguously proved that the designer's proposal to use a driving shield for the construction of the Zlíčín-South cable tunnel was correct. This technique significantly reduced the construction time, secured high quality of the load-bearing structure and saved substantial financial sums for the project owner. After a mere 9 months of construction work, the tunnel is ready to be operated. The Zlíčín-South cable tunnel means a long-term investment into a reliable large-capacity power connection for PREdistribuce a.s. The extensive development in Zlíčín and its surroundings can without fear continue owing to this investment.

ING. RADKO RIEGER, Bc. PETR CUPAL,
ko-ka@ko-ka.cz, KO-KA, s. r. o.

ODKAZY / REFERENCES

- Fine, s. r. o., software GEO 5 – Výrub, <http://www.fine.cz/geotechnicky-software/vyrub/>
Inset, s. r. o., software WinNivel a geotechnický monitoring, <http://www.inset.com/diagnostika-stavebnich-konstrukci.php>

STAVBA KARVINÁ – ROZŠÍŘENÍ KANALIZACE KOMPLIKACE BĚHEM VÝSTAVBY ŠTÍTOVANÝCH SBĚRAČŮ KARVINÁ SEWERAGE EXPANSION PROJECT COMPLICATIONS DURING CONSTRUCTION OF SHIELD-DRIVEN SEWERS

IGOR FRYČ

1. ÚVOD

Tento článek navazuje na již dříve publikované texty v časopise TUNEL týkající se rozsáhlého vodohospodářského projektu v Karvině. Podrobný popis celé stavby byl uveden v článku Ing. Lubojackého a kolektivu v čísle 4/2009. V čísle 3/2009 pak publikoval Ing. Karel Franczyk, Ph.D., informace o mikrotunelářích, které byly aplikovány na tomto projektu.

Cílem příspěvku je podělit se o těžce nabyté zkušenosti při výstavbě kmenového sběrače „C“ na podprojektu 8. Pro ilustraci rozsahu této části stavby uvádím pouze nejzákladnější údaje. Celková délka sběrače činila 2125 bm, přičemž 1596 bm bylo prováděno technologií ražby pomocí nemechanizovaného štítu (typ ING 75 – RŠ 2,56) za využití žb. segmentového ostění z tybinků typu BZM. Na trase štítované stoky bylo celkem 20 ks těžních, resp. startovacích a koncových šachet. Jejich hloubky se pohybovaly v rozsahu od 6,5 do 13,5 m.

Níže uvedené informace se však týkají jenom velmi krátkého úseku na trase celého sběrače, kde bylo nutné překonat velmi nepříznivé hydrogeologické podmínky.

2. PRŮBĚH HLOUBENÍ ŠACHET A RAŽBA V ÚSEKU TŠ6 – TŠ7

2.1 Předpokládané geologické poměry v trase raženého sběrače

Na základě provedených inženýrskogeologických průzkumů se předpokládalo, že trasa kanalizačního sběrače povede z větší části v souvrstvích glacifluviálních a neogenních sedimentů, tvořených prachovitými a písčitými jíly, s písčitými laminami či proplásky, a to vše pod hladinou podzemní vody, která se měla vyskytovat v hloubkách 2 až 5 m pod úrovní rostlého terénu.

2.2 Hloubení těžní šachty TŠ6

Hned v úvodu stavby se během pažení a roubení startovací šachty TŠ6 (projektovaná hloubka šachty činila 9,2 m) dostavily nečekané komplikace, které začaly banální záležitostí, jako je krádež kabelů na stavbě. S tímto problémem se setkal jistě každý dodavatel a je celkem jedno, jestli jste na stavbě v Brně, Praze nebo Karvině. Horší bylo, že k této situaci došlo celkem třikrát (dokud se neobjednala trvalá strážní služba) a byl vždy zcizen kabel pod napětím a logickým důsledkem bylo vypnutí čerpadel a následné úplné zatopení šachty. Tento opakovaný stav vedl k podmáčení jílových vrstev, které při delším styku s podzemní vodou silně rozbředaly a ztrácely svoje základní parametry (pevnost, únosnost, úhel vnitřního tření).

Vlivem podmáčení podloží došlo k svislému nerovnoměrnému poklesu šachty. Z tohoto důvodu byl dodatečně zesílen nosný vrchní rám a provedena betonáž za ostění šachty. I přes prováděný hnaný pažení (tj. poporázení pažnic UNION do rostlého terénu) se zemina nadále tlačila dnem šachty do výkopu a docházelo k poklesům terénu v bezprostřední blízkosti šachty. Jako protiopatření byla na jednání účastníků výstavby navržena a odsouhlasena chemická těsnicí injektáž v místě vodonosných vrstev tak, aby se zamezilo průniku podzemních vod do podloží šachty. Bohužel návrh, aby byla zřízena vedle šachty čerpací studna, byl v první fázi zamítnut pro předpokládanou mizivou propustnost jílových vrstev.

Nicméně i po provedení odsouhlasené injektáže pokračovaly deformace šachty, resp. její pokles. Vodorovné rámy z I-profilů

1. INTRODUCTION

This paper is linking to papers previously published in TUNEL, dealing with a large water management project in Karviná. A detailed description of the entire project was presented in issue No. 4/2009, a paper by Ing. Lubojacký et al. In issue No. 3/2009, Ing. Karel Franczyk PhD. published information on microtunnelling operations which had been carried out within the framework of this project.

The objective of this paper is to share the experience which was gained during the course of the demanding construction of Trunk Sewer C, construction lot 08. I present only the most basic data to illustrate the extent of this construction. The total length of the sewer amounted to 2,125m, with 1,596m of this length driven by a non-mechanised shield (ING 75 - RŠ 2.56 type), using BZM type RC segments for the lining. There were 20 hoisting shafts or launching and receiving shafts in total on the route of the shield-driven sewer. Their depths varied between 6.5m and 13.5m.

The information presented below is related only to a very short section of the entire sewer route, where very unfavourable hydrogeological conditions had to be overcome.

2 SHAFT SINKING AND TUNNEL DRIVING OPERATIONS BETWEEN SHAFTS TŠ6 – TŠ7

2.1 Anticipated geological conditions along the mined sewer route

There was an assumption based on results of engineering geological surveys that the major part of the sewer route would run through layers of glaciofluvial and Neogene sediments consisting of silty and sandy clay, with laminas or interbeds of sand, under the water table, which was to be encountered at the depths of 2 – 5m under the natural ground surface.

2.2 Sinking of hoisting shaft TŠ6

Unexpected complications emerged at the very beginning of the construction operations, during the work on the bracing of the launching shaft TŠ6 (design depth of the shaft of 9.2m). They started by such a banal event as a theft of cables from the site. Certainly, this problem has been encountered by every contractor and it is not important whether the site is in Brno, Prague or Karviná. In our case, the problem was aggravated by the fact that this situation repeated three times (until a permanent security service was hired) and in all the cases a live cable was stolen. As a logical consequence, pumps were taken off the current and the shaft was completely inundated. This repeated condition led to wetting of the clay layers, which got heavily mushy, losing the basic properties (strength, load-bearing capacity, angle of internal friction).

The wetting of the sub-base resulted in uneven subsidence of the shaft. For that reason the upper load-bearing frame was additionally reinforced and concrete was cast behind the shaft lining. Despite the installation of vertical forepoling (driving UNION sheet piles in steps down into intact ground) the ground continued to be pressed into the excavation and the terrain in the close vicinity of the shaft subsided. As a countermeasure, it was proposed and agreed in a meeting of parties to the project that



Obr. 1 Pažení a roubení šachty TŠ8
Fig. 1 TŠ8 shaft bracing

č. 24 se na jedné straně šachty počaly ohýbat. Proto byla konstrukce šachty ihned dodatečně zajištěna příčnými rozpěrnými rámy a svislými převážkami, aby nedošlo k jejímu zhroucení.

Dále byl zpracován odborný posudek ke stabilizaci šachty TŠ6, který shrnul současný stav a navrhl další postup prací. Ten obsahoval provedení další injektážní clony za pažnicemi UNION, realizaci drenážních otvorů pro redukci hydrostatického tlaku a zkrácený krok dalších postupů s průběžným geodetickým monitorováním šachty. Výše uvedený postup se však ukázal jako nereálný, protože rozmáčené a nesoudržné jílové vrstvy měly v daném okamžiku již mocnost až 1,5 m a nebylo tak možné při zkráceném postupu předejít pažnicím UNION do pevného podloží. Další hloubení by takto mohlo vést k nové destabilizaci šachty a v horším případě k jejímu zhroucení. Tento stav nebylo možné připustit.

Proto byl přijat návrh, který počítal s tím, že okolo stávající šachty TŠ6 bude provedena štětová stěna LARSEN, konstrukce (roubení, pažení) šachty bude rozebrána a vlastní ražba bude probíhat z šachty zajištěné štětovnicemi LARSEN.

Poznámka ke geologickému průzkumu

Při řešení těchto problémů se mnohokrát na stole objevila otázka, jestli bylo možné vzniklé obtíže předpokládat a činit tak v předstihu nutná opatření. Dostupné výsledky IG průzkumu v zadání stavby však byly natolik různorodé a všeobíhající, že si v trase štoly a místě šachet mohl zhotovitel představit cokoliv (hlinité písky, písčité jíly, nasáklé jíly, šterkové vrstvy, vodonosné čočky písku v proměnlivých polohách apod.). Nebylo však možné tvrdit, že by IG průzkum byl nedostatečný, počet sond a jejich popis byl podrobný, ale situace v profilu ražby se měnila místo od místa a skutečně průkazný průzkum by pak musel být dokumentován vrty po 25 m. Například ve vzdálenosti 150 m od šachty TŠ6 byla bez problémů vykopána šachta TŠ8 do hloubky 12 m, kde IG průzkum předpokládal stejné podmínky, ale zde nedošlo k vážnějším komplikacím (obr. 1).

Šachta TŠ6 tak byla nově realizována výkopem, pod ochranou rozpíraných štětových stěn. Navrženy byly štětovnice LARSEN IIIIn, konstrukční délky 12 m, vetknuté 2 m pod úroveň upraveného dna šachty. Jako opláštění, resp. doplňující horizontální rozpěrné rámy byly stanoveny I-profilů č. 24 a v dolní části I-profilů č. 30. Všechny rámy byly vyhotoveny s tuhými styčníky a zesílením rohů šikmými vzpěrami z tyčí stejného průřezu. Rohové spoje rámu byly provedeny přeložením profilových tyčí rámu, s obvařením koutovými svary po celém obvodu stykové plochy. Rámy byly osazeny na podpěrné konzoly I 300 a I 240, dl. 0,25 m, což byla nutná podmínka zajištění stability rámu ve svislém směru (obr. 2).

Hloubení šachty pod ochranou štětovnic bylo provedeno po jednotlivých fázích, za postupného prohlubování dna, osazování nových rámu, odstraňování pažení TŠ6 z pažnic UNION a rámu z I 240. Poslední fází bylo zabetonování dna šachty.



Obr. 2 Nově zapažená šachta TŠ6 – příprava injektážní clony
Fig. 2 Newly braced TŠ6 shaft – preparation of grout curtain

chemical sealing grouting into the water-bearing layers would be carried out to stop ground water from intruding the shaft sub-base. Unfortunately, a proposal to establish a pumping well next to the shaft was rejected in the first phase because of an assumption that the permeability of the clay layers was negligible.

Nevertheless, deformations or subsidence of the shaft continued even after the completion of the agreed grouting. Horizontal frames from H-sections No. 24 started to bend on one side of the shaft. For that reason the shaft structure was immediately provided with additional transverse bracing frames and vertical walers to prevent its collapsing.

An expert opinion on TŠ6 shaft subsidence was further obtained. It summarised the existing condition and proposed the next steps of the work. The steps comprised an additional grout curtain behind UNION sheet piles, drainage holes for reducing hydrostatic pressure, reduced length of excavation rounds and continual surveying of the shaft movements. The above-mentioned procedure turned out to be non-realistic because the thickness of incohesive wet clay layers reached up to 1.5m at that moment and UNION sheet piles could not be driven under the bottom to reach the hard sub-base. Sinking the shaft deeper could have resulted in new destabilisation of the shaft or, in a worse scenario, collapsing of the shaft. This state could not be admitted.

For that reason the proposal was approved that a LARSEN sheet pile wall should be installed around the existing shaft TŠ6, the existing bracing structure be dismantled and the tunnel would be driven from the LARSEN sheet pile braced shaft.

A note regarding the geological survey

A question was discussed many times when these problems were being solved whether the difficulties which were encountered could have been anticipated and necessary measures implemented in advance. Results of the EG survey contained in the final design were so heterogeneous, mentioning all kind of conditions, that the contractor could imagine anything to exist along the tunnel route and in shaft locations (loamy sand, sandy clay, water-absorbing clay, gravel layers, water-bearing lenses of sand in variable layers etc.). On the other hand, it could not be maintained that the EG survey was insufficient. The number of boreholes was sufficient and the borehole logs were carried out in sufficient detail. The problem was that the geology in the tunnel profile varied from place to place and a really conclusive survey would have required boreholes drilled at the spacing of 25m. For example, the shaft TŠ8, where the survey predicted the same conditions, was sunk without problems 12m deep, at the distance of 150m from shaft TŠ6. More serious complications were not encountered (see Fig. 1).

Shaft TŠ6 was eventually sunk under the protection of braced sheet pile walls. LARSEN IIIIn sheet piles with the structural length of 12m were designed to be keyed 2m under the level of the final bottom of the shaft. H-sections No. 24 and 30 were used



Obr. 3 Příklad do učebnic geotechniky – vykomínování rozbředlých jílu v čelbě razicího štítu

Fig. 3 Geotechnics textbook example – mushy clay caving in at the shield heading

V průběhu prací se nakonec provedla u šachty TŠ6 soustava hydrovrtů z vnější strany larsenové šachty za účelem snížení hladiny podzemní vody nejenom po dobu prací na šachtě, ale zejména i pro podporu následné ražby štítem.

V průběhu realizace byly pečlivě monitorovány deformace stěn (horizontální posun, naklonění). Šachta TŠ6 byla tak zdárně dohloubena, ale potíže tím nekončily, naopak teprve začínaly.

2.3 Zahájení ražby v úseku TŠ6-TŠ7

Po otevření čelby a provedení zápichu štítu v délce cca 1 m bylo nutné práce po dvou dnech přerušit, protože do čelby pronikaly naprosto nesoudržné a rozbředlé jíly (obr. 3) a docházelo ke komínování nadloží (naštěstí v zeleném pásu bez následků na okolní objekty nebo komunikace). K tomuto jevu došlo navzdory nepřetržitému čerpání z hydrovrtů situovaných těsně vedle šachty a provedení ochranného deštníku nad horní částí štítu. Přítoky do hydrovrtů byly velmi malé a zajímavým jevem bylo, že hladiny podzemní vody mezi hydrovrtů spolu vůbec nekorespondovaly. Například rozdíl hladiny mezi hydrovrtů vzdálenými od sebe pouhé dva metry činil výškově 2,5 m! Z čehož šlo usuzovat, že jíly, byť jsou nesoudržné, jsou značně nepropustné. Hydrovrtů se tak v daný okamžik ukázaly jako málo účinné.

Kapitolou samo o sobě by byl petrografický popis těchto jílu, jenž by se dal definovat takto – zemina je charakteristická svými vlastnostmi pro nízkoplastické až středněplastické miocenní jíly. Makroskopicky se jedná o žlutohnědé, hnědé až hnědošedé jíly, jejichž konzistence není tuhá, ale měkká, charakteristická pro rozplavené jíly. Laik by je však jednoduše označil jako bahno (obr. 4). Z jílu se dala bez problémů uhníst koule, která se po mrštění na stěnu ze štetovnic proměnila v pěkný lívanec, který po několika hodinách držel na stěně.

Před dalším popisem je nutné předeslat, že dodatečným geologickým průzkumem za použití georadaru byla geologická anomálie vyskytující se v okolí těžní šachty TŠ6 predikována do vzdálenosti cca 20 m směrem k šachtě TŠ7. Výsledky georadaru byly potvrzeny i proutkařem. Z čistě empirických důvodů byly výsledky georadaru a proutkaře pro jistotu ověřeny pomocí dynamické penetrace (profil 50 mm), která se běžně používá ke kontrole zhutnění. Posléze bylo možné s velkou jistotou konstatovat, že se jedná o překonání opravdu jenom velmi krátkého, ale velmi komplikovaného úseku.

Během strastiplného hledání cesty, jak dále postupovat, se objevilo hned několik různorodých řešení více či méně svěžího charakteru, které stojí za to popsat. Být přímo nevysloveným, ale klíčovým kritériem pro výběr způsobu řešení byla jeho finanční náročnost.

2.3.1 Varianta zmrazení nestabilních zemín

Pod dojmem dřívějších studijních poznatků o úspěších sovětské vědy ve stavebnictví, ale zejména pod dojmem nedávných odborných exkurzí v zahraničí (tentokrát na západ od našich hranic) se



Obr. 4 Ilustrativní obrázek dokládající vlastnosti jílu – do zeminového prostředí za šachtou bylo možné zarazit ručně násadu od lopaty

Fig. 4 Illustrative picture showing the properties of the clays - a shovel handle could be thrust with hand to the ground mass behind the shaft

for the installation of supplementary bracing frames in the upper and bottom part, respectively. All frames had rigid frame joints and the corners were reinforced by inclined struts using the same sizes of steel sections. The corner joints of the frames were carried out by overlapping the steel sections forming the frame, with fillet welds running around the entire circumference of the contact areas. The frames were installed on brackets formed by 0.25m long H-300 and H-240 sections, which was a precondition for securing vertical stability of the frames (see Fig. 2).

The shaft was sunk under the protection of sheet piles in a sequence consisting of individual phases, with step-by-step deepening of the bottom, installing new frames, removing the existing bracing of the TŠ6 shaft formed by UNION sheet piles and frames from H-240 sections. The last phase was casting of the shaft bottom.

A system of dewatering boreholes was established on the outer side of the LARSEN sheet pile wall during the operations. The boreholes were designed to lower the water table not only during the work on the shaft but also, above all, to help the subsequent passage of the shield.

Deformations of the walls (horizontal displacement, tilting) were thoroughly monitored during the course of the construction. Sinking of shaft TŠ6 was successfully completed in this way, but it was not the end of problems, even the opposite, it was the beginning.

2.3 Commencement of excavation in the section between shafts TŠ6-TŠ7

Two days after opening the excavation face and excavating a short length (about 1m) of the tunnel by the shield, the work had to be suspended because absolutely incoherent and mushy clay got into the heading space (see Fig. 3) and a collapse started to develop (fortunately within a green strip on the surface, without consequences for adjacent buildings or roads). This phenomenon occurred despite continuous pumping from dewatering boreholes located just next to the shaft and installation of canopy tube pre-support above the shield. Inflows into the dewatering boreholes were very small. An interesting phenomenon was the lack of relationship between water tables in the dewatering boreholes, which did not correspond with each other. For example, the difference between water table levels in boreholes drilled at a mere 2m spacing amounted to 2.5m! It was possible to conclude from this fact that the clays, even though incohesive, were significantly impermeable. The dewatering boreholes turned out to be little effective at that moment.

The petrographic description of the clays is a separate chapter. It could be defined as follows: the soil properties are characteristic of low plasticity to medium plasticity Miocene clays. Macroscopically they are yellow-brown, brown to brown-grey coloured clays the consistency of which is not stiff; it is soft,

jako jedno z nejzaručenějších řešení nabízela technologie zmrazení zeminového prostředí v předpolí štítu. Geologická anomálie by byla pak lehce překonatelná v tuhém stabilním prostředí. Vkrádala se pouze otázka, nakolik by byla tato technologie finančně náročná a jestli by se vůbec vyplatila na velmi krátkém úseku.

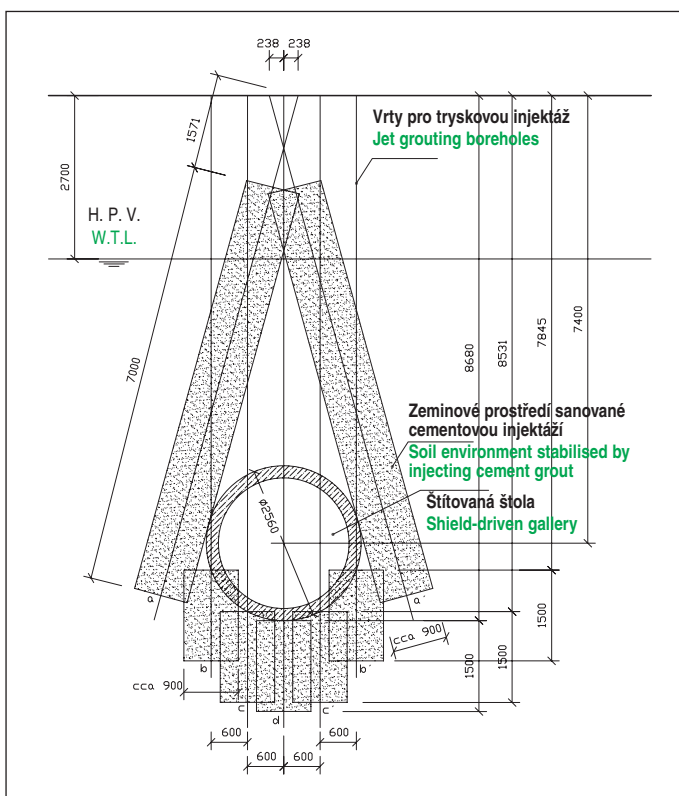
Prekvapivě však bylo zjištěno, že neexistuje firma, která by se touto technologií v České republice zabývala. Historicky se našly pouze dvě firmy, které se technologií zmrazování zemin u nás zabývaly. Jako mrazicí médium se tehdy používala solanka. V současné době by tato zastaralá technologie byla i z ekologických důvodů nepřijatelná. Navíc zkušenosti s využitím této technologie nebyly příliš pozitivní. Použitím kapalného dusíku pro zmrazování zemin, jak bylo možné vidět například na stavbě metra v německém Lipsku, se u nás systematicky nikdo nezabývá (pokud to není pravda, autor článku by rád přivítal informaci o takovéto firmě). Tím pádem byla tato možnost odmítnuta dříve, než by nabyla reálné podoby.

2.3.2 Varianty tryskových injektáží

Jako velmi dobrá varianta pro zajištění stability výrubu a nadloží štoly se nabízelo využití tryskové injektáže na bázi rychletuhnoucích cementových směsí. Trysková injektáž měla zamezit pronikání bobtnajících zvodnělých jílu do čelby a celkově sanovat, resp. významně nadlepšit vlastnosti zemin v bezprostředním okolí štítované štoly a měla by umožnit bezproblémové vyražení štoly v inkriminovaném dvacetimetrovém úseku.

Tato varianta v sobě nesla i dvě další podvarianty. Jeden názor byl, že ideálním způsobem by byla aplikace tryskové injektáže v horizontálním směru, kdy by vrty injektáže kopírovaly vnějším profilem štítu. Tato možnost se lépe navrhuje, než by se prováděla. Osazení vrtné a injektážní soupravy by bylo velmi problematické vzhledem k tomu, že v šachtě byl napůl zapíchnutý štít spolu se startovací kolíbkou. Nespornou výhodou této varianty byl fakt, že by byly zcela eliminovány tzv. hluché vrty. Na druhou stranu zde byla zásadní nevýhoda, že tímto způsobem nebylo možné zabezpečit zeminové prostředí pod štítem, což bylo rozhodující pro zabránění riziku poklesu štítu.

Druhou realističtější podvariantou byla realizace tryskové injektáže z povrchu, kde by nad trasou štítované štoly bylo vytvořeno pole, resp. síť svislých vrtů injektovaných v etážích tak, aby byl



Obr. 5 Schéma návrhu tryskové injektáže z povrchu – varianta a)
Fig. 5 Schematic diagram of jet grouting from the surface – variant a)

characteristic of pulp. A lay person would simply call them mud (see Fig. 4). It was possible to knead the clay and shape it into a ball, which converted itself into a nice pancake when hurled against the sheet pile wall and remained stuck to it for several hours.

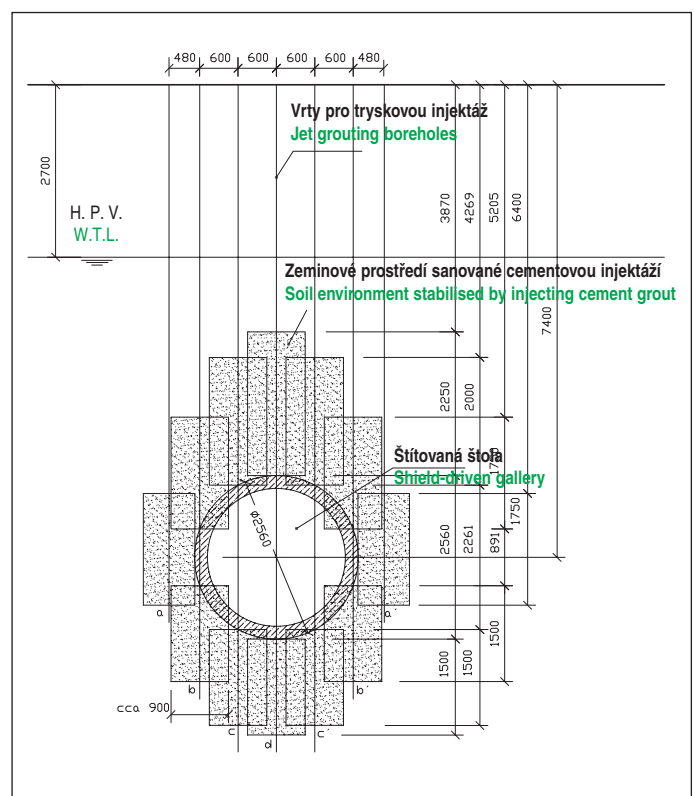
Before continuing the description, it is necessary to say that a geological anomaly existing in the surroundings of hoisting shaft TŠ6 was predicted by a supplementary geological survey using a ground penetrating radar to reach up to the distance of about 20m in the direction of shaft TŠ7. The results obtained by the ground penetrating radar were even confirmed by a dowser. For purely empirical reasons, to be on the safe side, the results obtained by the ground penetrating radar were verified by means of dynamic penetration testing (a 50 mm diameter profile), which is a common method of checking soil compaction. Afterward it was possible to confirm with great certainty that only a really very short, but very complicated section was to be overcome.

During the course of stressful searching for a way to proceed, several various solutions of a more or less refreshing character were found, which are worth describing. Cost requirements of the solution were a directly unvoiced but crucial criterion for the method selection.

2.3.1 Instable soil freezing variant

Influenced by previous information obtained by studying achievements of Soviet science in the field of civil engineering, but first of all impressed by recent technical excursions abroad (this time to the west of our borders), the contractor considered the technique of freezing the soil environment ahead of the shield as one of the most certain solutions. The geological anomaly would be easy to overcome when driving through a hard and stable environment. However, question sneaked into the minds regarding the cost of this technology, whether its use along such a short section would have paid.

Surprisingly, it was found that there is no company in the Czech Republic which would have this technology in its business portfolio. Historically, only two firms were found which used the soil freezing technology. Brine was used as the freezing medium at that time. Today this obsolete technology would be



Obr. 6 Schéma návrhu tryskové injektáže z povrchu – varianta b)
Fig. 6 Schematic diagram of jet grouting from the surface – variant b)

dokonale zabezpečen celý profil štoly, a to zejména i v podloží štítu (obr. 5 a 6).

Je třeba si uvědomit, že riziko významnějšího poklesu štítu vážícího přes 8 tun kvůli rozbředlému podloží bylo ve své podstatě větším nebezpečím, nežli vykomínování pár kubíků zeminy z nadloží.

2.3.3 Varianta ražby štítem DN 3050 mm v protisměru, tj. z šachty TŠ7 směrem k TŠ6

Nasazení štítu DN 3050 mm z šachty TŠ7, kde byly hydrogeologické podmínky relativně bezproblémové, předpokládalo ražbu v nulovém spádu, což asociovalo nebezpečí podmáčení čelby a vznik analogických problémů, jako měl štít DN 2560 mm v šachtě TŠ6, a to tím větší, čím by se štít DN 3050 mm blížil k této šachtě. Významnou neznámou byla pak nutná změna úpravy spádu kanalizačního sběrače z 5promilového na 2promilový spád. Při dojezdu štítu k šachtě TŠ6 by si tato varianta vyžádala zřejmě další opatření a z nich plynoucí další vícenáklady, které nebylo možné dopředu přesně odhadnout.

2.3.4 Varianta záměny technologie pro úsek TŠ6-TŠ7 – nasazení razicího stroje

Zcela logickou možností se mohla jevit záměna razicího stroje. Nahradit zastaralý štít DN 2560 mm plně mechanizovaným razícím strojem, který by s velkou pravděpodobností garantoval snadné překonání rozbředlých a bobtnajících jílu. Jako ekvivalent se uvažovalo o nasazení razicího stroje, resp. mikrotunelovací soupravy, která by protlačovala kameninové nebo sklolaminátové trouby profilu DN 1500 nebo 1600 mm, což by odpovídalo profilu potrubí, které se mělo zatahovat do štítovaných stok o vnitřním profilu DN 2240 mm.

Vše ale naráželo na úskalí, že kvůli dvacetimetrové geologické poruše by se musel touto technologií vyrazit celý úsek mezi šachtami TŠ6-TŠ7 o délce cca 100 m. Tím se celá záležitost dostala do zcela jiné cenové úrovně a muselo být od dalších jednání o nasazení razicího stroje upuštěno.

2.3.5 Varianta provedení kritického úseku u TŠ6 v délce 20 m pomocí velké otevřené rýhy zapažené pomocí štětovnic LARSEN

Otevřená rýha a její pažení by bylo vlastně analogické jako pažení některých šachet na sběrači „C“ za pomocí nastražených štětovnic LARSEN ve spolupůsobení s roubením vodorovných rámu z I-profilů. Uvažovalo se o tom, že by se razicí štít v rýze posunul pouze o 20 m dál a „zakousl“ by se z takto pažené rýhy (pokud by se v tomto případě dalo mluvit vůbec o pažené rýze) do rostlých nerozbředlých jílu. Vzhledem k hloubce nivelety štítu cca 9 m se uvažovalo s vetknutím štětovnic 3 m, což předznamenávalo použití 12metrových LARSEN.

Toto řešení bylo lákavé hlavně z důvodu, že poskytovalo alespoň iluzi definitivního řešení bez možných dalších neočekávaných nákladů. Překvapivě vysoké náklady na toto opatření jej však upozdily.

2.3.6 Varianta nasazení chemických injektáží

Pro zajištění ražby pomocí chemické injektáže se navrhoval následující postup prací. Navrtání injekčních vrtů z šachty ve směru ražby v její stropní části a provedení speciální tlakové chemické injektáže. V návrhu se uvažovalo o 11 ks injekčních vrtů. V daném případě se upustilo od návrhu zajištění „clony“ kratšími vrty (3 m) s přesazováním, a to z důvodu vyjždění rozplavených jílu do profilu (obr. 7).

K zajištění podloží štítu (jeho prahu) bylo navrženo postupné provádění injektáží z perforovaných jehel rovněž v počtu 11 ks na každý postup, ale s různými délkami (5 m, 3 m a 1 m). Záměrem bylo vytvoření pevného únosného geokompozitu do hloubky 1 m pod razícím štítem, který měl zamezit jeho možnému poklesu.

Samotné provedení tlakové zpevňující chemické injektáže bylo navrženo jako aplikace speciální polyuretanové pryskyřice natlačené celoplošně do co největšího prostoru v okolí provozovaného štítu.

2.4 Pokračování v ražbě úseku TŠ6-TŠ7

Pokud trpělivý čtenář dorazil až k tomuto bodu článku, dozajista ho bude asi zajímat, jaká ze to varianta z šesti možných řešení byla vlastně vybrána. Mohu ho ubezpečit, že ani jedna. Tak jak to bývá při každé lidské činnosti, do které může nebo z podstaty věci

unacceptable for environmental reasons. In addition, the experience of the use of this technology was not too much positive. There is no firm in our country systematically using the liquid nitrogen ground freezing technique, which, as we could see, was used during the metro construction in Leipzig, Germany (if this is not true, the author of this paper would be happy to receive information about the company). For that reason this option was rejected before it assumed a realistic shape.

2.3.2 Jet grouting variants

The use of jet grouting based on high-early-strength cement mixtures offered itself as a very good variant for stabilising the excavated tunnel and its cover. Jet grouting was intended to prevent swelling and water-bearing clays from intruding into the heading and rehabilitate or substantially improve soil properties in the immediate vicinity of the shield-driven tunnel, thus to allow smooth driving of the tunnel throughout the 20m long problem section.

This variant held other two sub-variants in it. One opinion was that horizontally applied jet grouting would be ideal, with the jet grouting boreholes copying the outer contour of the shield. This option is easier designed than implemented. The installation of the drilling and grouting rig would have posed a great problem because there was a launching cradle and the shield in the shaft, with one half of the shield pierced into its wall. Undisputable advantage of this variant was the fact that so-called dead boreholes would have been completely eliminated. On the other hand, this technique was not capable of stabilising the ground environment under the shield, which operation was crucial for preventing the shield from sinking.

The other sub-variant, the more realistic one, was jet grouting from the surface, where a field or grid of vertical boreholes would be drilled along the shield-driven tunnel route, with the jet grouting carried out in stages so that the entire tunnel profile was perfectly stabilised, first of all even the shield sub-grade (see Figures 5 and 6).

One must realise that the risk of more significant subsidence of the over 8 ton weighing shield owing to the mushy sub-base was in its essence greater danger than several cubic metres of soil collapsing into the tunnel from the overburden.

2.3.3 The variant comprising a DN 3050mm shield driving in the opposite direction, from shaft TŠ7 toward TŠ6

Launching of the DN 3050mm shield from shaft TŠ7, where hydrogeological conditions were relatively free of troubles, meant that the excavation would have proceeded at a zero gradient. This fact would have been associated with a risk of wetting of the bottom of the heading and origination of problems similar to the problems encountered by the DN 2560 shield in shaft TŠ6, aggravating with the diminishing distance of the DN 3050 shield from this shaft. A significant unknown was the change in the sewer gradient from 5 per mille to 2 per mille, which was necessary. At the moment of the shield arriving to shaft TŠ6, this variant would probably have required implementation of additional measures and claimed added costs associated with them. These costs could not be exactly estimated in advance.

2.3.4 The variant comprising a change in the tunnelling equipment for the TŠ6-TŠ7 section – deployment of a TBM

Replacing the tunnelling machine could seem to be an absolutely logical option. A fully mechanised TBM would be used instead of the obsolete DN 2560 shield. The TBM would with high probability guarantee easy overcoming of the mushy and swelling clays. The use of a TBM or a microtunnelling set for jacking earthenware tubes or GRP tubes 1500 or 1600mm in diameter, which corresponded to the diameter of the tubes which were to be pulled into the shield-driven tunnel having the inner diameter of 2240mm, was considered as an equivalent.

However, all of that encountered a pitfall: Because of the 20m long geological disturbance, the entire about 100m long section between shafts TŠ6-TŠ7 would have to be driven using this technique. This condition shifted the matter up to a completely new cost level, therefore the idea of using a TBM had to be abandoned.



Obr. 9 Stabilní čelba razicího štítu DN 2560 mm bezprostředně po průchodu geologickou anomálií

Fig. 9 Stable face of the DN 2560 shield heading immediately after passing through the geological anomaly

je vhodná i pro možný styk s pitnou vodou. Návrh injektáže byl praktický shodný s výše uvedeným popisem podle varianty 2.3.6 nasazení chemických injektáží.

- Čelbu pravidelně zastříkávat suchým betonem, aby se dosáhlo stabilizace a vysušení nejbližšího okolí čelby. Práce provádět v nepřetržitém 24hodinovém provozu.
- Pokud by se nepodařilo udržet niveletu a směr ražby pomocí výše uvedených opatření, přicházela v úvahu už jenom jediná možnost, a to projít kritický úsek otevřeným výkopem pod ochranou zabíraných štětových stěn.

Práce byly znovu zahájeny ve smyslu výše popsaného postupu, ale velmi brzy se naplnily obavy, že chemická injektáž nedokáže v plném rozsahu zajistit stabilitu zeminného prostředí a její další aplikace by byla pouze mrháním finančních prostředků (obr. 8).

Přistoupilo se tak k poslední zbývající možnosti, která se blížila ve své podstatě variantě 2.3.5, tj. provedení kritického úseku otevřenou rýhou. Jako svěží a zároveň úsporný nápad se ukázal návrh, že by se odtěžilo pouze rozvolněné nadloží štítu do hloubky 5–6 m. Ve vrchní části se tak stávající larsenová stěna pouze jednoduchým způsobem rozepřela, díky jejímu vetknutí do hloubky cca 7 m. Cena tohoto opatření byla diametrálně nižší, než když se uvažovalo o výkopu až na niveletu štítu.

Po strojním odtěžením nadloží pak ražba pokračovala za využití segmentového ostění. Velkou výhodou bylo, že i v případě, kdyby se štít začal propadat, bylo by možné jej bez problémů výškově korigovat. Tento případ však navzdory předchozím obavám nenastal.

Dalším dodatečným opatřením bylo uzavření larsenové stěny (vznikla tak jámka o rozměrech 12x3,8 m), čímž se vytvořil portál pro opětovné zapíchnutí štítu. Larsenová stěna však nebyla uzavřena úplně. Jedna štětovnice se nezabírala, a to proto, aby se nenarušil tok podzemních vod a ty se nezadržovaly před vlastní jámkou tvořenou štětovými stěnami.

Před opakovaným zahájením realizace štítované štolý pomocí nemechanizovaného štítu DN 2560 mm bylo provedeno vypálení několika otvorů v larsenové stěně jámky pro kontrolu geologických podmínek. Následně byla po vypálení štětové stěny zahájena ražba. Při průběhu těchto prací bylo zjištěno, že vlivem zabíraní larsen došlo k vytvoření 0,5–1,0 m silné vrstvy ztuhlého nepropustného jílu. Za touto nepropustnou vrstvou byl opět zjištěn zvodnělý horizont šedých miocenních jílu s velkou příměsí jemných písků nacházejících se téměř v celém profilu ražby. Na všechny účastníky výstavby padla těžká deprese, protože se dalo předpokládat stejné martyrium i v dalším úseku a opakovat stejné řešení by bylo nejenže nákladné, ale podstatně komplikovanější, protože trasa štolý se dostávala pod komunikaci.

Následovaly čtyři dny nepřetržité a velmi obtížné ražby v totálně rozbředlých jílech. Podařilo se tak vyrazit cca 5 m štolý. K úlevě všech štítů posléze narazil na soudržný až pevný jíl

- Hand cleaning of the driving shield before commencing the application of grouting from the shaft; stabilising the entire excavation face with a 5-7cm thick layer of shotcrete.
- Reinforcing the zone in front of the shield by pressure injection of polyurethane-based chemical grout using two-component polyurethane resin designed for reinforcing and sealing purposes, which is even approved for use in contact with potable water. The proposal for the grouting was virtually identical with the above-mentioned description according to paragraph 2.3.6 Application of chemical grouting.
- Regularly spraying dry concrete on the excavation face with the aim of stabilising and drying up of the closest vicinity of the face. Doing the work in shifts operated over 24-hour days.
- If the above-mentioned measures failed to maintain the vertical and horizontal alignment in line, only one option remained – passing across the critical section via an open cut, under the protection of the above-mentioned sheet pile walls.

The operations resumed following the above-mentioned procedure, but the fears that the chemical grouting would not be able to fully secure stability of the ground environment very soon materialised. Continuing to apply it would have been only wasting money (see Fig.8).

For that reason the last remaining option was approached. In its substance, this option was similar to variant 2.3.5., i.e. running across the critical section via an open cut. A fresh and economical idea was adopted to excavate only the loose ground above the shield up to the depth of 5-6m. Owing to the depth of its embedment of 7m, the existing LARSSEN wall had to be braced in the upper part only in a simple way. The cost of this measure was diametrically lower than when the excavation up to the shield bottom level was planned.

After mechanically excavating the cover, the shield driving continued using a segmental lining. The fact that it was possible without problems to adjust the vertical alignment if the shield had started to sink was a great advantage. But this case did not take place, despite previous fears.

Another additional measure was closing of the LARSSEN sheet pile wall (it gave rise to a 12m x 3.8m cofferdam), forming a portal for the shield to be repeatedly launched. However, the LARSSEN wall was not closed completely. One sheet pile was not driven down so that the flow of ground water was not intercepted and the water did not start to accumulate before the cofferdam formed by the sheet pile walls.

Before the excavation of the tunnel by the DN 2560mm non-mechanised shield resumed, several holes were cut into the sheet pile cofferdam by flame, allowing checking of geological conditions. Subsequently, after cutting through the sheet pile wall, the tunnel driving commenced. It was found during the course of the work that a 0.5 – 1.0m thick layer of heavily compacted, impermeable clay had developed during the sheet pile driving process. A water-bearing horizon of grey Miocene clays with great content of sand was again encountered behind this impermeable layer, covering nearly entire excavation face. All parties to the construction were hit by heavy depression because it was possible to expect that the same martyrdom could be expected even in the subsequent section and repeating the same technique would have been not only expensive but also substantially more complicated because the route was heading under a road.

Then four days of uninterrupted and very difficult driving through mushy clay followed. About 5m of the tunnel were excavated in these conditions. To everybody's relief, the shield subsequently encountered cohesive, firm clay featuring properties of claystone (see Fig. 9). Suddenly even pick hammers were necessary to break the rock. Fortunately, the predictions made according to the ground penetrating radar and the dowser did not fail. The excavation progressed toward shaft TŠ7 without problems, at the planned advance rate of 1.5m per shift or 3m per day (see Fig. 10).

2.5 Finishing work after the tunnel completion

When the tunnel driving work was completed, 6m long sewerage tubes PE-HD/PP DN 1400 UPOROL were installed in it. When the



Obr. 10 Výsledná podoba vyražené štítované štolý v úseku TŠ6-TŠ7
Fig. 10 Final shape of the completed tunnel in the section between TŠ6 – TŠ7

s charakterem jílovce (obr. 9). Náhle bylo nutné k rozpojování používat i sbíjecí kladiva. Naštěstí předpovědi georadaru a proutkaře neselhaly. Ražba směrem k šachtě TŠ7 probíhala pak již bez obtíží v plánovaném rytmu 1,5 m vyražené štolý za směnu, resp. postupu 3 m za den (obr. 10).

2.5 Kompletační práce po vyražení štítované štolý

Po ukončení ražeb byly štolý vystrojeny pomocí kanalizačních trub PE-HD/PP DN 1400 UPOROL o délkách 6 m. Po spuštění trub do šachet a jejich rozmístění ve štolách, které měly předem upravené a srovnané dno betonovým potěrem, se jednotlivé trouby pospojovaly a zaaretovaly pomocí ocelových rozpínek – ježků. Po vizuální prohlídce se zajistilo jejich zaslepení a trouby byly zaplaveny vodou do 1/3 výšky potrubí za účelem zamezení jejich možnému „vyplavení“. Vzniknuvší mezikruží bylo poté vyplněno pomocí popílkocementové směsi CPS 2. Zalévání mezikruží muselo být prováděno ve čtyřech fázích vždy s pracovní přestávkou 2 dnů – po zatvrdnutí předchozí vrstvy.

Práce byly ukončeny v těžních šachtách betonáží monolitických konstrukcí revizních šachet na kmenovém sběrači a uvedením povrchů do původního stavu, což se stalo do konce dubna tohoto roku, tedy 16 měsíců po zahájení prací v lednu 2008.

3. ZÁVĚR

Popis technických řešení je jedna věc, ale je nutné si uvědomit, že výše popsané problémy měly výrazný dopad na ekonomiku výstavby a stály jak investora, tak zhotovitele nemalé finanční náklady. Přírodní podmínky si vybraly v tomto úseku velkou daň.

Technici a inženýři mohou mít mnoho let praxe a zkušeností a myslet si, že je na stavbách obdobného charakteru již nemůže nic překvapit. Stejně pak nevěří vlastními očím, jaká úskalí a překážky je mohou někdy potkat. Práce spojené se zakletou šachtou TŠ6 a dvacetimetrovým úsekem štolý zabraly téměř tři čtvrtě roku (samozřejmě s přestávkami, kdy se hledalo přijatelné technické řešení). Podle původního plánovaného harmonogramu měly být tyto práce za jeden měsíc hladce provedeny. Naštěstí na ostatních úsecích se tak razantní potíže neobjevily a nakonec se podařilo v konečném důsledku splnit všechny termíny výstavby celého podprojektu 08 Kanalizační sběrač „C“, část 2.

Nezbývá než upřímně poděkovat všem zainteresovaným osobám na výstavbě za všechno, co pro zdárné dokončení díla udělaly a obětovaly a poděkovat i těm, kteří chtěli nějak pomoci, ale z nějakých důvodů se jim to nepodařilo.

ING. IGOR FRYČ, fryc@tchas.cz,
TCHAS spol. s r. o., o. z. Ingstav Brno

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.



Obr. 11 Obrázek dokumentuje složité podmínky výstavby i s ohledem na drsné klimatické podmínky – pohled do ústí štítované štolý

Fig. 11 A picture documenting the complicated conditions of the construction even with respect to harsh climatic conditions – a view down the mouth of the shield-driven tunnel

tubes had been lowered into the shafts and laid in the tunnels, the bottom of which was levelled by concrete screed, individual tubes were joined together and locked in position by means of steel struts. Both ends of the pipeline were blinded after a visual inspection and the pipeline was filled with water up to 1/3 of the diameter so that potential buoyancy was prevented. The annulus between the pipe and the inner surface of the tunnel was filled with CPS2 cinder concrete. The annulus filling process had to be divided into four stages, with two-day interruptions between them, allowing the concrete layer to harden.

The final work consisted of casting manhole structures in the hoisting shafts on the trunk sewer and reinstating the ground surface. All work was completed before the end of April 2009, 16 months after the commencement in January 2008.

3. CONCLUSION

Describing technical solutions is one aspect, but it is necessary to realise that the above-mentioned problems significantly affected economy of the project and both the owner and the contractor incurred considerable financial costs while coping with them. Natural conditions claimed great tribute in this section.

Technicians and engineers may have many years of practice, believing that there is nothing they could be surprised with at similar character projects. Then they are taken aback by the difficulties and obstacles they can sometimes encounter. The work associated with the enchanted shaft TŠ6 and the twenty metre long section of the tunnel took nearly three quarters of a year (of course, with breaks during which acceptable solutions were sought). According to the original schedule, this work was to be smoothly completed in a month. Fortunately, so serious problems were not encountered on the other sections. Eventually all deadlines applicable to construction lot 08 of Part 2 of the Trunk Sewer C Project were met.

All people involved in the construction deserve appreciation and thanks for everything they did and sacrificed for the successful completion of the works. Thanks must also go to people who were going to help in some way but for some reasons failed to do it.

ING. IGOR FRYČ, fryc@tchas.cz,
TCHAS spol. s r. o., o. z. Ingstav Brno

VLIV VÝSTAVBY TUNELOVÝCH STAVEB NA VEGETACI TUNNEL CONSTRUCTION IMPACTS ON VEGETATION

MICHAL HNILČKA

Vzhledem k neustále se zvyšující hustotě automobilové dopravy je nezbytné postupné rozšiřování dálniční sítě na území ČR, která navazuje na dálnice sousedních zemí. V mnoha případech není možné novou trasu vhodně realizovat, aniž by zasáhla zastavěná část města nebo hodnotné části krajiny. V těchto úsecích se navrhuje výškové vedení trasy pod úroveň terénu, které je umožněno výstavbou silničních a dálničních tunelů.

Tunel přináší větší možnosti řešení trasy vzhledem k morfologii terénu a umožňuje vedení silniční či dálniční komunikace daným územím bez většího dopadu na tento prostor. Nejčastěji jde o zastavěná území, kde tunel kromě možnosti výstavby komunikace bez jinak nutných demolí zabírá zhoršování životního prostředí znečišťováním emisemi a hlukem z dopravy. Tunelové stavby mohou být voleny také jako varianta ochrany důležitých přírodních celků či dokonce chráněných krajinných oblastí, které by byly výstavbou pozemní liniové stavby narušeny. Tunel umožňuje zachování původního porostu, přerušení liniové bariéry, kterou komunikace tvoří, a tím zajištění volného přechodu migrující zvěře.

Z těchto důvodů je nutné vědět, jaký dopad mohou tyto stavby na krajinu mít. Nejde jen o jejich vliv během provozu, ale i o změny způsobené výstavbou tunelu. Ražba tunelové stavby zasahuje horninový masiv v nadloží tunelu a tím v určité oblasti ovlivňuje podmínky až na úroveň terénu. V oblasti tohoto vlivu může docházet ke změnám stavu porostu. Právě vegetace, které zbývá pouze možnost přizpůsobení se pozměněným podmínkám, je nejvíce náchylná ke změnám ve svém okolí. Vliv výstavby tunelů na vegetaci je závislý na konkrétních podmínkách (geologie, výška hladiny podzemní vody, technologie a zajištění ražby tunelu), takže je nutné posoudit projevy tohoto vlivu na již dokončených tunelových stavbách.

MOŽNÉ VLIVY VÝSTAVBY NA VEGETACI

Výstavba tunelového díla ovlivňuje vegetaci podobnými faktory jako výstavba většiny rozsáhlejších staveb. Nejradikálnějším zásahem je nutné vymýcení vegetace na pozemcích v oblasti trvalých i dočasných záborů. U tunelových staveb se jedná hlavně o úseky hloubených tunelů, plochu pro umístění provozně-technického objektu tunelu a v menším rozsahu o plochu pro zařízení staveniště a nutné přístupové cesty na stavbu. Zóna, ve které se předpokládá možnost vlivu výstavby (na porost, na hladinu podzemní vody, na objekty), se nazývá zóna ovlivnění (ve starší dokumentaci se tato zóna označuje jako zóna ohrožení).

Vliv dopravy

Během výstavby je velké zatížení způsobováno právě dopravou, protože při stavbě tunelu je potřeba přemístit značné objemy materiálu. Během ražby vzniká velké množství rubaniny (horniny či zeminy z tělesa tunelu), ze které se část následně použije např. na terénní úpravy, ale většinu je nutné odvézt mimo stavbu na dočasnou či trvalou deponii rubaniny. Další velké množství materiálu je dopravováno na stavbu (výztuž, beton, další prvky zajištění tunelové stavby při provádění primárního i sekundárního ostění, izolace, technologické vybavení).

Podél dopravních tras a v okolí staveniště se zvýšením provozu nákladních vozidel a pojezdem těžké techniky při dopravě a odvozu materiálu může objevit zejména mechanické poškození vegetace. Vliv na vegetaci i ve větších vzdálenostech od stavby má znečištění ovzduší v průběhu stavby. To způsobuje zvýšená prašnost na stavbě a exhalace z automobilů a strojů, které se používají k dopravě materiálů, při hloubení příportálových úseků a při ražbě samotného tunelu.

Po uvedení tunelu do trvalého provozu se množství emisí z automobilů v okolí tunelu zvýší. Z tohoto důvodu se v rámci projektové dokumentace provádějí rozptylové studie, které určí v závislosti na intenzitě dopravy imisní zátěž u portálů tunelu a případného výdechového objektu. Na základě této studie je navržen systém větrání tunelové stavby tak, aby nebyly překračovány dané limity znečištění.

Because of the continually increasing density of motor-vehicle traffic, it is necessary to gradually expand the Czech Republic's motorway network, which links to motorways in the neighbouring countries. It is in many cases impossible to suitably build a new route without extending it into a developed part of a city or a valuable part of a landscape. In such sections the vertical alignment of the route is usually designed to pass under the ground surface, which is possible owing to the construction of road and motorway tunnels.

A tunnel allows more options for the route design in relation to the terrain morphology and makes it possible for the designer to lead a road or motorway through the particular area without more serious impacts on it. The most frequent case is the passage through developed areas, where the tunnel, apart from the fact that it makes construction of the road possible without otherwise necessary demolitions, prevents the deterioration of the environment by polluting emissions and traffic noise. Tunnel structures may even be chosen as variants of the protection of outstanding natural complexes or even protected landscape areas, which would be disturbed by the underground linear structure construction. The tunnel allows the preservation of the original vegetation and disruption of the linear barrier formed by the road, thus makes the provision of a free passage of migrating game possible.

For the above reasons it is necessary to know the impact on the landscape these structures may make. It is the problem not only of the impact during the road operation but also of changes caused by the tunnel construction. Tunnelling activities affect the rock mass in the tunnel overburden; therefore they influence the conditions up to the ground level. Changes in the vegetation condition may occur in the affected zone. Vegetation, for which nothing else is left than to accommodate to the changed conditions, is most sensitive to changes in its surroundings. The impact of tunnel construction on vegetation depends on particular conditions (geology, water table level, technology and the tunnel excavation support system). It is therefore necessary to assess manifestations of the impact of the tunnel structures which have already been completed.

POSSIBLE EFFECTS OF CONSTRUCTION ON VEGETATION

The construction of a tunnel influences vegetation by factors similar to those existing at construction sites of the majority of larger construction projects. The most radical intervention is clearing of vegetation on lots of land in the areas of permanent and temporary works. As far as tunnel structures are concerned, this applies mainly to cut-and-cover sections, areas where service buildings are to be located and, to a lesser extent, areas for site facilities and access roads. The zone in which the possibility of an impact of the construction (on vegetation, water table level, buildings) exists is called the Zone of Influence (in older documents referred to as the Danger Zone)

Influence of traffic

During the course of construction, great loading is caused by transport because a tunnel construction needs large volumes of material to be transferred. The large volumes of muck (rock or soil excavated from the tunnel) originating during tunnel excavation are subsequently partially used, for example, for ground shaping; but the major part must be hauled off the construction site to a temporary or permanent muck stockpile. Another larger quantity of material is transported to the construction site (reinforcement, concrete, other elements of excavation support necessary for the primary and secondary linings, waterproofing, tunnel equipment).

Owing to the increased movement of lorries and heavy construction equipment necessary for the transport of materials along transport routes and in the vicinity of the construction site, damage to vegetation can appear, first of all mechanical. Vegetation at larger distances from the site is affected by air pollution during the construction. It is caused by increased rate of airborne dust on the site and exhaust emissions produced by

Vliv ražby

Vzhledem k tomu, že při výstavbě podzemního díla dochází k velkým změnám v nadloží, může být oblast nad tunelovou stavbou ovlivněna poklesy terénu. Oblast, ve které se předpokládá vznik poklesů způsobených ražbou tunelu, se určuje už před začátkem stavby na základě výsledků inženýrskogeologického průzkumu. V projektové dokumentaci se tato oblast označuje jako zóna poklesů.

Vznik a hloubka poklesové kotliny závisí především na mocnosti nadloží tunelu a na zastižených geologických podmínkách. Tyto podmínky lze ovlivnit správnou volbou parametrů ražby a návrhem zajištění tunelové stavby. Je nutné zohlednit ohrožení objektů v oblasti zóny poklesů a určit mezní deformace výrubu tak, aby nedošlo ke způsobení škod a ohrožení v této oblasti.

Pokles hladiny podzemní vody

Ražba tunelové stavby má, v závislosti na vzájemné poloze hladiny podzemní vody (dále HPV) a podzemního díla, vliv na podzemní vodu a její proudění. Pokud je ražený tunel nad úrovní hladiny podzemní vody, může vlivem výstavby dojít k narušení průsakových cest podzemní vody.

Pokud je podzemní dílo raženo pod úrovní hladiny podzemní vody, může v závislosti na propustnosti masivu do prostoru již vyraženého díla vnikat voda. Z tohoto důvodu pak musí po celou dobu výstavby probíhat její odčerpávání z tunelové stavby. Tím dochází k vytvoření depresního kužele a v zasažené oblasti, jejíž velikost záleží na místních hydrogeologických podmínkách, dojde k poklesu hladiny podzemní vody.

Návrat HPV do původního stavu závisí na použitém systému izolace tunelu, která se provádí po dokončení primárního ostění tunelové stavby podle zastižených podmínek. Při použití tlakové izolace není masiv nadále významně odvodňován a HPV pravděpodobně po nějaké době opět nastoupá do výšky blízké stavu před začátkem výstavby. Druhou variantou je použití deštníkové izolace, která vodu stékající po izolační vrstvě odvádí pomocí vnější drenáže umístěné podél celého tunelu. HPV se proto po dokončení výstavby tunelu nevrátí do původního stavu, ale vzniklý depresní kužel ovlivní menší území než v průběhu stavby. Vnější tunelovou drenáž dochází k menším odtokům vody a navíc je její životnost pouze dočasná.

Pokles hladiny podzemní vody může ovlivnit přísun vody vegetaci, která roste v oblasti depresního kužele. Zde záleží na konkrétních místních podmínkách (trvání a rychlost poklesu, doba a intenzita srážek, půdní poměry), ale i na složení porostu. Jde například o kořenový systém, který se liší u různých druhů porostu. Některé druhy stromů mají kořenový systém rozrostlý převážně mělce pod povrchem, ale do velké vzdálenosti od kmene. Takovýto kořenový systém mají například smrky. U dalších druhů se naopak kořenový systém rozrůstá spíše do hloubky. Tímto způsobem roste kořenový systém dubů. Kořeny se vždy přizpůsobují mírně změněným podmínkám a vláhu získávají podle druhu i ve větší vzdálenosti či hloubce.

Změna chemismu podzemní vody

Podle způsobu zajištění podzemního díla a v závislosti na agresivitě podzemní vody může docházet k vyluhování látek do podzemní vody a tím ke změně jejího chemismu. Změně kvality podzemní vody se během výstavby zabráňuje čerpáním důlní vody (podzemní vody, která se dostane do prostoru tunelové stavby), důsledným sledováním její kvality (rozpuštěné látky, pH), případným čištěním či neutralizací a následným vypouštěním do recipientu.

Kontrola a úprava kvality vody vypouštěné do recipientu z drenážního systému tunelu probíhá nadále i po dostavbě tunelové stavby během jejího provozu.

SLEDOVÁNÍ STAVU POROSTU

Sledování stavu porostu se provádí vzhledem k možnému ovlivnění porostu ražbou, která může způsobit poklesy terénu a snížení hladiny podzemní vody, případně změny její kvality. Tato sledování probíhají převážně v blízkosti stavby. Dalším negativním vlivem může být doprava na stavenišť, proto se někdy porost sleduje i podél využívajících komunikací. Monitoring stavu porostu probíhá během výstavby a následně v určitém cyklu i po jejím dokončení. Pro možné pozdější stížnosti ohledně poškození vegetace vlivem výstavby se už před započítím výstavby provádí pasportizace lesního a mimolesního porostu, která zaznamená stav porostu v okolí stavby pro pozdější srovnání a případné řešení vzniklých sporů.

Pasportizace a monitoring lesního a mimolesního porostu se provádí na povrchu nad tunelovou stavbou v oblasti, která se v projektové dokumentaci označuje jako zóna sledování. Jde o širší zónu (za zónou ovlivnění a poklesů), ve které existuje reálné riziko uplatňování zpravidla

automobiles and machines used for transporting the materials, excavating portal sections and driving the tunnel itself.

The amount of emissions further increases when the tunnel is brought into permanent service. For that reason, pollution dispersion studies are carried out in the framework of the design, which determine the pollutant load at tunnel portals and a contingent exhaust structure relative to the traffic volume. The tunnel structure ventilation system is designed on the basis of this study, so that required pollution limits are not exceeded.

Influence of mining operations

Because significant changes in the overburden originate during the construction of an underground structure, the area above the structure can be affected by the terrain settlement. The area where the underground excavation caused settlement is anticipated is determined before the commencement of the construction, on the basis of results of the engineering geological survey. This area is marked in drawings as a Settlement Zone.

The origination and depth of a settlement trough depends, above all, on the tunnel cover thickness and the geological conditions encountered. These conditions can be affected by properly selecting excavation parameters and designing a proper excavation support system. It is necessary to make allowance for the fact that there are buildings threatened in the settlement zone and to determine limiting deformations of the excavation so that any damage in this area is prevented.

Decline of water table

Underground excavation influences ground water and its flows, depending on the relative position of the water table and the underground works. If the mined tunnel is above the water table level, the path of ground water percolation can be disturbed by construction works.

If the underground excavation is carried out under the water table level, water can intrude into the excavated opening, depending on the ground mass permeability. For that reason water must be pumped from the tunnel throughout the construction period. As a result, a depression cone develops in the affected area the size of which depends on local hydrogeological conditions, and the water table drops.

The water table (WT) recovery depends on the tunnel waterproofing system, which is installed when the primary lining is finished. The choice of the waterproofing system depends on the conditions encountered. When pressure resistant waterproofing is used, the ground mass is not further significantly dewatered and the water table is likely to rise after some time to a level close to the condition before the commencement of the construction. The other variant is the use of umbrella waterproofing, where water flowing down the waterproofing layer is collected in external drains running along the tunnel. This is why the WT does not recover after the tunnel completion; however, the resultant depression cone affects an area which is smaller than it was during the construction. External tunnel drains evacuate smaller amount of water and, in addition, their life is only temporary.

Dropping of water table may influence the supply of water for the vegetation which grows in the depression cone area. This influence depends on concrete local conditions (duration and rate of the settlement, duration and intensity of rainfalls, ground conditions), but also on the composition of vegetation. For example, the root system is different for various types of vegetation. Some sorts of trees have their root systems developed mostly shallow under the surface, but expanding to great distances from the trunks. This is, for instance, the root system of spruce trees. Other sorts have their root systems rather extending to the depth. This is the way the root system of oak trees grows. Roots always accommodate themselves to moderately changed conditions, gathering moisture even from greater distance or depth, depending on the tree species.

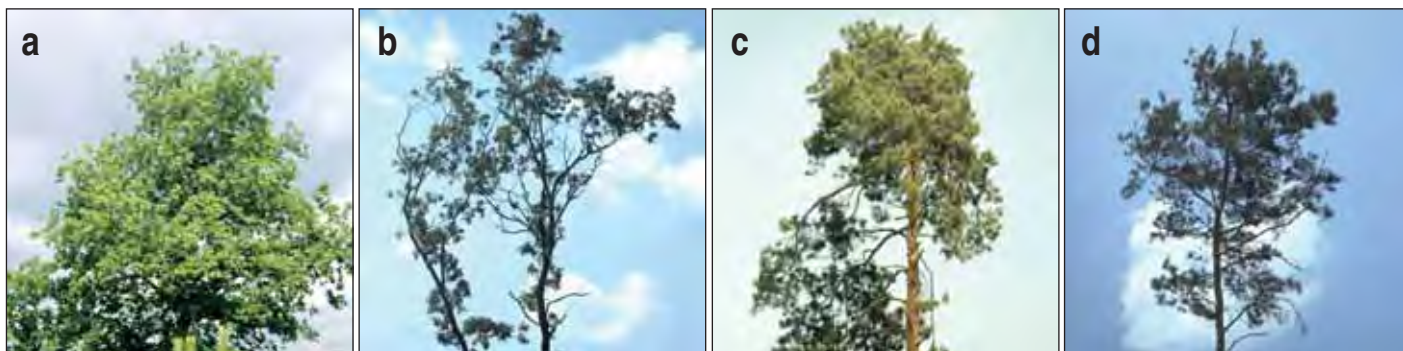
Changes in ground water chemistry

Depending on the excavation support technique and the corrosivity of ground water, leaching of solids into groundwater may occur, thus its chemistry can be changed. Changes in groundwater quality are prevented by pumping mine water (ground water which gets into the tunnel construction space), thorough monitoring of its quality (dissolved solids, pH) or, alternatively, cleaning or neutralising it and subsequently discharging it into a recipient.

The monitoring and treating of water discharged from the tunnel drainage system into the recipient continues even after the tunnel construction completion, during the course of the tunnel operation.

MONITORING OF VEGETATION CONDITION

The condition of vegetation is monitored with regard to the potential affection of vegetation by the underground excavation, which may cause



Obr. 1 Příklady stromů s hodnocením defoliace [6]

a) Dub: 5 % defoliace, b) Dub: 70 % defoliace, c) Borovice: 10 % defoliace
d) Borovice: 50 % defoliace

Fig. 1 Examples of tree species with defoliation assessment results [6]

a) Oak: 5 % defoliation, b) Oak: 70 % defoliation, c) Pine: 10 % defoliation
d) Pine: 50 % defoliation

neoprávněných nároků na náhradu domnělých škod na majetku vzniklých stavbou tunelu.

METODY MONITORINGU POROSTU

Metody monitorování lze podle přístupu rozdělit do několika kategorií: laboratorní metody, metody dálkového průzkumu a metody vizuálního hodnocení [3].

Laboratorní metody

Laboratorní metody umožňují podrobný rozbor vzorků odebraných v zájmové oblasti. Jedná se o analýzu půdy, letokruhovou či listovou analýzu, kterou se určuje přítomnost jednotlivých prvků ve vzorku, jejich množství a struktura vzorku. Vzhledem k poměrně nákladnému rozboru se analýza neprovádí pravidelně a analyzuje se pouze omezené množství vzorků, které nemusejí mít vždy požadovanou vypovídací hodnotu.

Letecký a dálkový průzkum

Tyto metody využívají snímkování zemského povrchu z letadla či z družice. Snímky lze porovnávat se snímkováním z předchozích let, takže je kromě současného stavu možné získat představu o vývoji porostu v minulých letech a ve sledování i nadále pokračovat v pravidelných intervalech. Kromě klasického snímání lze použít také spektrozonální leteckou fotografii. Jedná se o barevnou fotografii citlivou k infračervené části spektra, která umožňuje klasifikaci vegetačního pokryvu. Další možností je využití hyperspektrálních satelitních snímků, které zachycují zemský povrch v několika spektrálních pásmech. Jejich zpracování je náročnější, ale přináší podrobnější výsledky a možnost porovnání snímků za posledních několik let.

Vizuální hodnocení – hodnocení zdravotního stavu koruny

Jde o vizuální hodnocení zdravotního stavu jednotlivých stromů, který je vypovídajícím způsobem charakterizován stavem koruny (zkoumá se poškození či příznaky onemocnění). Stav koruny se pak hodnotí na základě množství ukazatelů a jejich klasifikace podle dané metodiky. Pro průzkum nejsou třeba žádné speciální pomůcky a vyhodnocení probíhá rychle podle daných metodik. Z tohoto důvodu je hodnocení zdravotního stavu koruny poměrně rychlá a málo nákladná metoda, která se dá velmi dobře využívat pro pasportizaci zeleně v zóně sledování tunelových staveb.

Hodnocení zdravotního stavu koruny je určeno především hlavním sledovaným parametrem – stupněm defoliace. Defoliace je definována jako relativní ztráta asimilačního aparátu (listů nebo jehličí) v koruně stromu v porovnání se zdravým stromem, rostoucím ve stejných porostních a stanovištních podmínkách. Toto „odlštění“ je způsobeno vlivem nepříznivých změn prostředí na lesní ekosystém. Hodnotí se pro jednotlivé stromy a vyjadřuje se v procentech ztráty (40% odlštění vyjadřuje ztrátu 40 % listů oproti zdravému stromu, viz obr. 1). Procentuální hodnocení s přesností 5 % se následně podle evropské metodiky programu ICP Forests (International Cooperative programme on Assessment and Monitoring of Air Pollution Effects on Forests/Mezinárodní kooperativní program sledování a vyhodnocování vlivu znečištění ovzduší na lesy) zařazuje do jednoho z pěti stupňů defoliace, kdy hodnota 100 % defoliace je vyhrazena pro mrtvé stromy (tab. 1). V ČR se ale pro výzkum i v praxi dlouhodobě využívá šestistupňová klasifikace

settlement of the terrain and lowering of the water table, or changes in groundwater quality. These observations are mostly performed in the vicinity of the construction. Transportation to the construction site can be another negative effect; therefore, vegetation is sometime monitored even along the roads which are used for the construction. The vegetation condition monitoring is carried out during the construction and, subsequently, in a certain cycle, even after its completion. With respect to the possibility of later complaints regarding damage caused by construction works, the condition of the forest cover and non-forest growth is surveyed prior to the commencement of the construction, recording the condition of vegetation in the vicinity of the construction to allow comparison in the future and solving of potential disputes.

The condition survey and monitoring of forest and non-forest growth are performed on the surface, above the tunnel structure, in the area which is marked in the design as the Monitoring Zone. This is a wider zone (expanding beyond the zone of influence and settlement zone), in which a realistic risk exists that, usually unjustified, claims for compensation for damage to property caused by the construction will be filed.

VEGETATION MONITORING METHODS

The monitoring methods can be divided into the following several categories, according to the approach: Laboratory methods, remote survey methods and visual assessment methods [3].

Laboratory methods

Laboratory methods make detailed analyses of samples taken from the area of operations possible. They comprise soil analysis, tree-ring analysis or leaf analysis, by which the presence of individual elements in a sample, their quantity and sample structure are determined. Because of relatively high costs, the analyses are not carried out regularly and only a limited quantity of samples (which not always have the required proving value) is tested.

Aerial and remote survey

These methods use aerial photography or satellite photography of ground surface. Pictures can be compared with pictures taken in previous years, thus it is possible, apart from information on the current condition, to gather the idea of the development of the vegetation during past years and to proceed further with the monitoring at regular intervals. Apart from classical photography, even spectrozonal aerial photography can be used. This is a coloured photography sensitive to the infrared part of the spectrum, which makes the vegetation cover classification possible. Another option is the use of hyperspectral satellite images, capturing the Earth's surface in several spectral zones. Their processing is more difficult but they provide more detailed results and allow comparing of pictures taken during past several years.

Visual assessment – Tree crown health condition assessment

This is a visual assessment of health condition of individual trees, which is aptly characterised by the condition of the tree crown (the tree is surveyed for damage or symptoms of a disease). The condition of a tree crown is assessed on the basis of many indicators, which are classified according to particular methodologies. No special tools are required for the survey; the assessment using particular methodologies is quick. For that reason a tree crown health assessment is a relatively quick and little costly method, which can be very well used for vegetation condition surveys in tunnel construction monitoring zones.

The assessment of health condition of a tree crown is determined, first of all, by the main parameter being observed, the Defoliation Degree. Defoliation is defined as a relative loss of the assimilation apparatus (leaves or needles) in the tree crown, compared with a healthy tree growing in conditions identical as far as the vegetation and location is concerned.



Obr. 2 Vrch Valík s dálničním tunelem
Fig. 2 Motorway tunnel under Valík Hill

defoliace. Ta byla z důvodu nutné transformace na evropské standardy převedena na procenta tak, aby bylo v průběhu zpracování dat možné využívat obě klasifikace (tab. 2).

VLIV VÝSTAVBY NA OKOLÍ DOKONČENÝCH STAVEB

Tunel Valík na dálnici D5

Při výstavbě tunelu Valík na dálnici D5 byl sledován vliv výstavby na vegetaci. Podrobná pasportizace lesního porostu na vrchu Valík (kterým tunel Valík prochází, viz obr. 2) započala ještě před zahájením ražby průzkumné štoly pro inženýrskogeologický průzkum (IGP). V první etapě byla provedena pasportizace porostu nad průzkumnou štolou v zóně ohrožení (zóně sledování), která byla určena jako pás o šířce 15 m na obě strany od osy průzkumné štoly. Terénní průzkum byl prováděn od února do května 2002. V tomto období byly pořízeny fotografie současného stavu porostu, který před výstavbou prošel ozdravným zásahem (šlo o odstranění suchých stromů a náletových dřevin). Kromě popisu fotografie je vždy uvedeno stanoviště fotografa a v jakém směru byl snímek pořízen. Dále byl v rámci pasportizace pořízen i videozáznam zachycující stav porostu a jeho vegetační růst v období šetření. Druhá etapa pasportizace lesního porostu proběhla už v zóně sledování celé tunelové stavby, která byla určena jako pás o šířce 30 m na obě strany od osy tunelu. Terénní šetření proběhlo v říjnu 2003

Tab. 1 Klasifikace stupně defoliace podle programu ICP Forests [7]
Table 1 Defoliation degree classification according to the ICP Forest program [7]

Stupeň defoliace Defoliation class	Klasifikace Classification	Ztráta listů/jehličí Loss of leaves/needles
0	Žádná defoliace (zdravý strom) Not defoliated (healthy tree)	0 - 10 %
1	Slabá defoliace (varovný stav) Slightly defoliated (warning state)	>10 - 25 %
2	Střední defoliace Moderately defoliated	>25 - 60 %
3	Silná defoliace Severely defoliated	>60 - <100 %
4	Odumřelý strom Dead tree	100 %

This 'defoliation' is the result of adverse changes in the environment acting on the forest ecosystem. The assessment deals with individual trees, expressing the loss percentage (40% defoliation means that 40% of leaves/needles are lost compared with a healthy tree, see Fig. 1). According to requirements of a European methodology of the ICP Forests (International Cooperative Programme on Assessment and Monitoring of Air Pollution Effects on Forests), the assessment, which is expressed in per cents with 5% precision, is subsequently assigned one of five degrees of defoliation, where the 100% defoliation value is reserved for dead trees (see Table 1). A six-grade classification is used for the research and in the practice in the long term in the Czech Republic. This classification was converted to percent to make its transformation to European standards possible, to allow both classification systems (see Table 2) to be used when processing the data.

CONSTRUCTION WORKS IMPACT ON SURROUNDINGS OF COMPLETED PROJECTS

The Valík tunnel on the D5 motorway

The impact of construction works on vegetation was monitored during the course of the Valík tunnel construction on the D5 motorway. A detailed survey of the condition of the forest cover on Valík Hill (which is passed under by the tunnel – see Fig. 2) started even before the commencement of driving an exploratory gallery required for the engineering geological survey (EGS). The first stage comprised the survey of the condition of the vegetation above the exploratory gallery, in the danger zone (monitoring zone), which was determined as a strip 15m wide on either side of the exploration gallery centre line. The in-situ survey was carried out from January to May 2002. In this period of time photographs were taken, documenting the current condition of the vegetation which had passed improving treatment (removing dry trees and naturally seeded tree species). Apart from the photograph description, the survey always specifies the point from which and the direction in which the picture was taken. In addition, the condition of the vegetation and its growth during the survey was videotaped. The second stage of the forest cover survey took place later, in the entire tunnel construction monitoring zone, which was determined as a strip extending 30m to each side of the tunnel centre line. The in-situ survey was performed in October 2003. Apart from taking photographs, the forest cover on Valík Hill was again videotaped. No other classification of damage caused to trees was conducted during the condition survey; the health condition assessment had the form of a verbal description of selected prominent trees.

The condition survey which was carried out in this zone was intended to allow the identification of the contingent impact of the underground excavation on the existing vegetation. However, this impact was not expected with respect to the fact that the excavation ran above the water table level. The vegetation existing in the monitored zone is formed by mixed forest stand consisting of trees of various age and quality. Prevailing coniferous trees comprise Scot's pine, the black pine, larch-tree and Douglas fir; oak, the maple, lime-tree and birch prevail among broadleaved trees. In the direction from the Prague portal, prevailing vegetation consists of broadleaved trees, mostly oaks and locally maples; a mixed zone with pines and spruce trees is found above the central



Obr. 3 Tunely SOKP 513
Fig. 3 Tunnels on PCRR 513 construction lot

Tab. 2 Klasifikace stupně defoliace používaná v ČR [8]
Table 2 Defoliation classification used in the Czech Republic [8]

Stupeň poškození Damage class	Popis poškození Damage description	Defoliace koruny Crown defoliation
0	Nepoškozený strom Undamaged tree	0 %
1	Slabě poškozený strom Slightly damaged tree	1 – 25 %
2	Středně poškozený strom Moderately damaged tree	26 – 50 %
3	Silně poškozený strom Heavily damaged tree	51 – 75 %
4	Odumírající strom Dying tree	76 – 100 %
5	Odumřelý strom Dead tree	100 %

a kromě fotografií byl opět pořízen i videozáznam zachycující lesní porost na vrchu Valík. Při pasportizaci nebyla provedena žádná další klasifikace poškození stromů a hodnocení zdravotního stavu proběhlo pouze slovním popisem u vybraných významnějších stromů.

Pasportizace v této zóně byla prováděna pro zjištění případného vlivu ražby na stávající porost. Tento vliv se ale nepředpokládal, protože ražba probíhala nad úrovní hladiny podzemní vody. Vegetaci sledované zóny tvoří smíšený lesní porost skládající se ze stromů různého stáří a kvality. Převažujícími jehličnatými dřevinami jsou borovice lesní a černá, modřín a douglaska a z listnatých převažují duby, javory, lípy a břízy. Porost ve směru od pražského portálu tvoří převážně listnaté dřeviny, hlavně duby a místy javory, porost nad střední částí tunelu pak prochází smíšeným pásmem s borovicemi a smrky, dále se listnaté dřeviny pozvolna vytrácejí a objevují se jen ojediněle [1, 2].

Během výstavby tunelu se neprojevovaly žádné patrné změny zdravotního stavu porostu a neobjevily se ani žádné stížnosti na stav porostu v zóně ohrožení výstavbou.

Tunel Komořany, stavba 513 SOKP

V oblasti nad tunelem Komořany, který je situován na jižní části SOKP, nebyla podle původní dokumentace plánována pasportizace lesního porostu. Stavba započala v letech 2003–2005 ražbou průzkumné štoly, v dubnu 2007 byly zahájeny ražby obou tunelových trub a v současnosti je stavební část v podstatě hotova. Protože se během výstavby objevily stížnosti na příznaky špatného zdravotního stavu stromů rostoucích v oblasti nad tunelem, bylo ještě před počátkem ražeb vlastního tunelu rozhodnuto o provedení pasportizace porostu za účelem zajištění podkladů o současném zdravotním stavu lesa rostoucího nad tunelem Komořany (viz obr. 3).

Pasportizace lesního porostu v zóně sledování nad tunelem Komořany byla prováděna ve třech etapách. V první etapě v březnu 2007 byla zóna určena jako pás o celkové šířce 120 m, což znamená pruh o šířce 60 m na obě strany od hlavní osy tunelu. V tomto pásu bylo v rámci první etapy provedeno hodnocení zdravotního stavu v úseku délky 100 m. Zdravotní stav byl zdokumentován celkem 123 fotografiemi.

Druhá etapa pasportizace (srpen 2007) byla v návaznosti na první etapu provedena rovněž v pásu o šířce 120 m na dalším úseku o délce 950 m. Tato pasportizace dokumentuje zdravotní stav lesního porostu 259 fotografiemi [3].

Pro třetí etapu v únoru 2008 byla následně zóna sledování rozšířena na pás o celkové šířce 250 m a délka sledovaného pásu byla prodloužena na celé území lesního porostu nad tunelem v délce 1200 m. Tento pasport obsahuje 650 fotografií dokumentujících současný stav porostu [4].

Při pasportizaci byla nejprve v terénu vyznačena hlavní osa tunelu. Na obě strany pak byla odměřena a vyznačena zóna sledování v dané šířce od osy. V délce požadované pro každou etapu byly na tomto území vybrány stromy použitelné jako stanoviště. Stromy byly označeny a očíslovány a sloužily jako stanoviště fotografa, který z každého stanoviště zdokumentoval stávající stav lesního porostu a provedl jednoznačný polohopisný zápis.

Následně byly fotografie upraveny tak, aby z nich byla lépe zřetelná stavba stromu a koruny a bylo provedeno hodnocení zdravotního stavu porostu. To se skládá ze slovního popisu výskytu sledovaných příznaků zdravotního stavu koruny a klasifikace za pomoci určení stupně defoliace (podle evropského standardu).

Všechny tři etapy pasportizace prováděné od března 2007 do března 2008 se shodují na stejném výsledném hodnocení zdravotního stavu

section; further on broadleaved trees gradually disappear and are found only sporadically [1, 2].

No obvious changes in the health condition of vegetation were found and no complaints on the condition of the growth in the construction danger zone appeared during the tunnel construction.

The Komořany tunnel, construction lot 513 of the Prague City Ring Road (PCRR 513)

Original documents did not require a condition survey of forest cover in the area above the Komořany tunnel, which is located on the southern part of the Prague City Ring Road project. Construction works started by driving an exploratory gallery (2003 – 2005); the excavation of both tunnel tubes commenced in April 2007; currently the civils works have been in substance completed. Because complaints regarding the symptoms of poor health condition of trees growing in the area above the tunnel appeared during the construction, the decision was made before the commencement of the excavation of the tunnel itself that a vegetation condition survey be carried out with the aim of providing source data for an assessment of the current health condition of the forest stand found above the Komořany tunnel (see Figures 3).

The condition survey of vegetation in the monitoring zone above the Komořany tunnel was divided into three stages. In the first stage, March 2007, the zone was determined as a strip 120m wide in total, which means a 60m wide strip on each side of the main centreline of the tunnel. The health condition assessment was carried out on a 100m long stretch of this zone. The health condition was documented by the total of 123 photographs.

The second stage of the condition survey (August 2007) was also carried out in the 120m wide zone, on a 950m long stretch, as the continuation of the first stage. This condition survey documented the health condition of the forest cover by 259 pictures [3].

For the third stage, in February 2008, the monitoring zone was expanded, forming a 250m wide strip, and the length of the strip being monitored was extended to cover the entire 1200m long stretch of the forest cover above the tunnel. This condition survey yielded 650 pictures documenting the current condition of the vegetation [4].

The condition survey started by in-situ staking out of the main tunnel centreline. Then the monitoring zone at the required width was measured to both sides from the centreline and marked out. Trees usable as points of observation were selected in this area, on stretches at the lengths required for each stage. The trees were marked and numbered. They served as points from which the photographer documented the current condition of the forest cover and carried out an unambiguous sketch of the position.

Subsequently, the photographs were treated in a way allowing better recognition of the tree and its crown structure, and the assessment of the health condition of the forest cover was carried out. The assessment comprises a verbal description of the occurrence of the tree health condition symptoms being monitored and the classification using the degree of defoliation (according to requirements of the respective European standard).

All of the three survey stages taking place from March 2007 to March 2008 resulted in the same final assessments of the health condition of the forest cover above the Komořany tunnel structure. The main tree species in this area is the oak with the percentage of occurrence of 97 per cent. It is heavily influenced by a chronic tracheomycotic syndrome.

Tracheomycosis is a disease caused by fungi attacking tree species and, subsequently, even other vegetation weakened by abiotic effects. The greatest effect results from long-term adverse climatic conditions, first of all rain deficiency and the subsidence of ground water due the deficiency, further from the permanent pollutant load acting not only on the assimilatory organs of trees but also on quality of soil. The disease transmission is possible in many ways; the most frequent carriers are wood-destroying insects and wood-engraver. The weakened oak trees are exposed to the action of other biotic parasites. They are attacked by leaf-eating insects and oak fungus, fungi living on tree species and causing fungal decay, attacking first of all the root system of weakened oaks.

The tracheomycotic disease of the oak tree cover was proved in the south-west of Prague as long ago as 1994, in a study published by the Forestry and Game Management Research Institute [5].

lesního porostu nad tunelovou stavbou Komořany. Hlavní dřevinu tohoto území tvoří dub, vyskytující se zde z 97 %, který je silně ovlivněn chronickým průběhem tracheomykózního onemocnění.

Tracheomykóza je onemocnění způsobené houbami, které napadají dřeviny a následně i porosty oslabené působením abiotických vlivů. Největší vliv mají dlouhodobě nepříznivé klimatické podmínky, především srážkový deficit a tím způsobený úbytek podzemní vody, dále stále imisní zatížení působící nejen přímo na asimilační orgány dřevin, ale i na kvalitu půdy. Přenos onemocnění je možný mnoha způsoby, nejčastějším přenašečem je dřevokazný hmyz a kůrovci. Oslabený dubový porost je vystaven působení dalších biotických škůdců. Jde o napadení listožravým hmyzem a václavkami, houbami žijícími na dřevinách a způsobujícími hnilobu, které napadají především kořenový systém oslabených dubů.

Tracheomykózní onemocnění dubového porostu bylo ale na jihozápadě Prahy prokázáno už v roce 1994 ve studii vydané Výzkumným ústavem lesního hospodářství a myslivosti (VÚLHM) [5].

Předpokládaný vliv výstavby tunelu Komořany

Nejpodstatnějším vlivem výstavby tunelu Komořany je velký pokles hladiny podzemní vody, který je dočasně způsobený ražbou tunelu. Rostliny a stromy především mají schopnost se s takovými přechodně nepříznivými podmínkami vyrovnat. Pokud je tedy porost v relativně dobrém zdravotním stavu, měl by se po uklidnění rozkolísaných podmínek vrátit do normálního stavu. Problémem ale je, že tyto porosty situované na okraj Prahy jsou v podstatě neustále vystaveny nepříznivým podmínkám posledních let. Vliv znečištění jejich prostředí lidskou činností, emise a kyselá deště a z toho plynoucí změny chemismu půdy a podzemní vody, které jsou v posledních letech navíc podpořené změnami povětrnostních podmínek (delší doby sucha a následné prudké dešťové přívaly), stromy oslabují a snižují jejich schopnost vyrovnávat se s dalším zhoršením podmínek. Postižený dubový porost nad tunelem Komořany je navíc masivně napaden neléčitelným tracheomykózním onemocněním. To spolu s vysokým stářím dřeviny dubu způsobuje rychlou degradaci porostu v této oblasti. Z tohoto důvodu je nutné učinit v této lokalitě včasné opatření pro zachování vegetačního pokryvu a vhodným řešením je započít s jeho postupnou obnovou.

DOPORUČENÍ PRO OCHRANU VEGETACE PŘI VÝSTAVBĚ

Sledování zdravotního stavu porostu

Pro účinnou ochranu porostu a případná včasné opatření je nutné znát zdravotní stav porostu v zóně ovlivnění výstavbou tunelové stavby. Už před zahájením stavby je proto nutné provést průzkum porostu, zhodnotit jeho zdravotní stav a možnosti jeho ochrany. Důležité je v současné době i provedení pasportizace lesního a mimolesního porostu v zóně ovlivnění. Pasportizace umožňuje po dokončení stavby řešit oprávněnost stížností na poškození porostu. Během výstavby by pak měl probíhat monitoring zdravotního stavu porostu, který umožní včasné zachycení projevů zhoršení zdravotního stavu a provedení potřebných ozdravných opatření. Z těchto důvodů by měl monitoring pokračovat i po dokončení stavby minimálně další desetiletí, aby bylo možné zachytit případné dlouhodobé následky výstavby.

Ochrana porostu během výstavby

Výstavba tunelového díla přináší podobné problémy jako realizace jiných rozsáhlých staveb. Tunely jsou budovány jako součást dálničních staveb, které často procházejí dosud výrazně neovlivňovanou krajinou. Proto jsou tunely na rozdíl od většiny staveb budovány v dosud málo či prakticky úplně nezastavěné krajině. To přináší nutnost dodržování všech dostupných opatření pro minimalizaci dopadů na životní prostředí během celé výstavby, pečlivé plánování organizace stavby tak, aby došlo k co možná nejmenším zásahům do krajiny a udržování neustálé pozornosti, aby se zabránilo poškozování a znečišťování životního prostředí nejen v bezprostředním okolí stavby.

Výsadba nového porostu

Pokud průzkum porostu v okolí stavby ukáže, že porost již dosáhl vysokého stáří či vykazuje příznaky napadení jakýmkoli plošným onemocněním, je vhodné začít s jeho obnovou. Obnova by měla být provedena výsadbou nových jedinců, kteří odpovídají druhovému složení místních původních porostů.

Podobnou skladbou druhů by měly být osázeny také plochy, které byly během stavby vymýceny (úseky hloubených tunelů), nebo zde proběhly terénní úpravy (přilehlé plochy stavby), aby byla celá stavba co nejvíce zapojena do okolní krajiny.

Anticipated Komořany tunnel construction impact

The most significant impact of the Komořany tunnel construction comprises the temporary large water table decline which has been caused by the tunnel excavation. Plants and trees have the ability to cope with such the temporarily adverse conditions. Therefore, if the vegetation is in relatively good condition, it should return to the normal state once the fluctuating conditions get stabilised. However, there is a problem there: the vegetation located on the periphery of Prague has been virtually permanently exposed to the adverse conditions existing in the past years. The influence of the pollution of their environment caused by human activities, emissions and acid rains and changes in soil and ground water chemistry, which have been in recent years boosted by changes in climatic conditions (longer dry periods followed by severe rainstorms), weaken the trees and reduce their ability to cope with further worsening conditions. Moreover, the affected stand above the Komořany tunnel has been massively attacked by the incurable tracheomicotic disease. Together with the high age of the oak tree species, this causes rapid degradation of the stand in this area. For that reason it is necessary to implement timely measures to preserve the vegetation cover, and start gradually renovating it by means of a suitable solution.

RECOMMENDATION FOR PROTECTION OF VEGETATION DURING THE COURSE OF CONSTRUCTION

Monitoring of the vegetation health condition

To be able to effectively protect vegetation and implement contingent timely measures, it is necessary to know the health condition of vegetation in the zone affected by the tunnel construction. It is necessary even prior to the commencement of the works to carry out the survey of the stand, assess its health condition and the possibility of protecting it. It is currently also important that the condition survey of the forest and non-forest cover be carried out in the affected zone. The condition survey will allow assessing justification of complaints about damage to vegetation in the future. The monitoring of the vegetation health condition should continue during the course of the construction. Owing to the monitoring it will be possible to detect manifestations of the deteriorating health condition and implement the healing measures required. For these reasons, monitoring should continue even after the completion of the works, so that contingent long-term consequences of the construction can be identified.

Vegetation protection during the course of construction

Tunnel construction works are associated with problems similar to problems of other large construction projects. Tunnels are constructed as parts of motorway construction projects, often passing through landscapes which have not been significantly affected before. This is why tunnels, in contrast with most structures, are constructed in little or virtually completely undeveloped landscapes. This fact carries the necessity for adhering to all affordable measures minimising the impact on environment during the entire course of the construction, careful planning of the works organisation so that interventions into the landscape are limited as much as possible, and keeping permanent attention so that damaging and polluting of the environment is prevented, not only in the immediate surroundings of the construction site.

Planting new trees

If the forest cover survey in the surroundings of the construction proves that the forest cover has reached a high age or displays symptoms of being attacked by any disease spread within a larger area, it is recommendable to start to renovate it. The renovation should comprise planting of new individuals, which correspond to the species forming the original local forest cover.

Similar species composition should be used for planting the areas which were grubbed during the construction (cut and cover tunnel sections) or where ground shaping was carried out (areas adjacent to the construction site) so that the entire construction is incorporated into the surrounding landscape as much as possible.

SUMMARY

The source data obtained from several tunnel construction sites on motorways and expressways in the Czech Republic is certainly insufficient for clearly determining whether a tunnel construction will negatively influence the forest cover in the zone above the tunnel structure. It is possible to conclude on the basis of the data that the construction of a tunnel may bring about problems similar to problems of other large

SHRNUTÍ

Podklady získané z několika tunelových staveb na dálnicích a rychlostních komunikacích v České republice určitě nedostačují k jasnému určení, zda tunelové stavby negativně zasáhnou porost v pásmu nad tunelovou stavbou. Dá se z nich vyvozovat, že realizace tunelu může přinést problémy podobné jako jiné rozsáhlé projekty, zde se ale navíc setkáváme s častým problémem výstavby v podstatě na „zeleňé louce“ a nutností zavedení opatření pro ochranu životního prostředí.

Je patrné, že minimálně během výstavby (hlavně v průběhu ražeb) podzemního díla k nevyhnutelnému ovlivnění okolí dochází. Jde o vlivy dopravy materiálu a emisí z této dopravy, ale hlavně o specifický vliv ražby, která přináší možné seizmické projevy, deformace terénu a pro vegetaci nejpodstatnější pokles hladiny podzemní vody. Rostliny a stromy především mají schopnost se s přechodnými nepříznivými podmínkami vyrovnat. Pokud je porost v relativně dobrém zdravotním stavu, měl by se po vyrovnání rozkolísaných podmínek vrátit do normálního stavu. Otázkou je například kořenový systém, který se liší u různých druhů. Kořeny různých druhů stromů mají schopnost se přizpůsobit mírně změněným podmínkám a vláhu si „najít“ i ve větší vzdálenosti či hloubce.

Problémem ale je, že jsou porosty vystaveny v podstatě neustále nepříznivým podmínkám posledních let. Vliv znečištění jejich prostředí lidskou činností, emise a kyselé deště a z toho plynoucí změny chemismu půdy a podzemní vody, v posledních letech navíc podpořené změnami povětrnostních podmínek (delší doby sucha a následné prudké dešťové přívaly) stromy oslabují a snižují jejich schopnost vyrovnávat se s dalším zhoršením podmínek. V České republice je většina lesů ovlivněna dlouhodobým hospodařením člověka, který vytvořil lesní porost vhodný pro svou činnost, ale už méně vhodný z pohledu zdraví a kvality porostu. Většina území je pokryta monokulturami lesy na úkor přirozené skladby porostu, který lépe odolává nepříznivým podmínkám. Navíc k obnově lesů dochází v dlouhých časových intervalech a na velkých plochách, takže některé části lesa zůstávají několik let bez souvislého vegetačního pokryvu.

Z tohoto důvodu může být oslabení porostu vlivem výstavby (poklesem hladiny podzemní vody, zvýšenými exhalacemi) pro porost kritické. Jeho dalším oslabením se mohou projevit příznaky do té doby stagnujících onemocnění či napadení, se kterými byl porost schopen se doposud relativně vypořádat.

Pro zajištění včasných opatření je nutné už před začátkem výstavby provést zhodnocení stavu porostu a jeho pasportizaci. Dále by měl probíhat monitoring zdravotního stavu porostu jak během výstavby, tak i po jejím dokončení, aby byly zachyceny důsledky dlouhodobého vlivu. Pokud porost v okolí stavby dosáhl vysokého stáří či je napaden onemocněním, je vhodné začít s jeho obnovou. Ta by měla být provedena (stejně jako osázení „hnědých ploch“ stavby) druhovým složením odpovídajícím místnímu původnímu porostu.

ZÁVĚR

Hodnocení zdravotního stavu porostu v oblasti vlivu tunelových staveb by mělo nadále probíhat, protože vliv těchto staveb je dlouhodobý a zatím relativně krátká doba sledování nepřinesla žádné zřejmé projevy přímého působení tunelové stavby na vegetaci ve svém okolí.

**Bc. MICHAL HNILIČKA, e-mail: hnilicka@pragoprojekt.cz,
PRAGOPROJEKT, a. s.,
Stavební fakulta ČVUT v Praze**

Recenzoval: Ing. Zdeněk Selichar

projects; at tunnels, however, we in addition meet the frequent problem of carrying out construction works on a greenfield site, where environment protection measures must be implemented.

It is obvious that, at least during the construction (first of all driving) of underground workings, the surrounding landscape is inevitably affected. The effects are caused by the transport of materials and emissions generated by the traffic, but the main specific effect is due to the excavation, which brings about the possibility of seismic manifestations, terrain deformations and the effect which is the most important for vegetation, the water table decline. Plants and trees in the first place have the ability to cope with temporarily adverse conditions. If the vegetation is in a relatively good condition, it should be able to recover once the fluctuating water table gets stabilised. The issue in question is, for example, the root system, which is different at different tree species. Roots of various tree species are capable of accommodating themselves to moderately changed conditions and 'find' moisture even at a greater distance or depth.

However, the problem is that vegetation has been exposed virtually permanently to the adverse conditions which have existed during the past years. The impact of their environment pollution by human activities, emissions and acid rains, as well as changes in soil chemistry following from the pollution, boosted during the past years by climatic changes (longer dry periods with subsequent rainstorms) weaken trees and reduce their ability to cope with the further deteriorating conditions. In the Czech Republic, the major part of woods has been affected by lasting farming by people, who have developed forests suitable for their activities but less suitable in terms of the tree species health and quality. The major part of the area is covered with monoculture forests, at the expense of the natural composition of vegetation, which better resists unfavourable conditions. In addition, the intervals at which forests are renovated are long. The renovated areas are large; therefore, some parts of the forest remain without a continuous vegetation cover for several years.

For the above reason, any weakening of vegetation caused by tunnel construction (due to water table decline, increased pollution) can be critical for it. Further weakening of the vegetation may provoke manifestation of symptoms of diseases or attacks which have been at a standstill till that time and with which the vegetation has been able to cope with relatively easily.

To make the timely implementation of measures possible, it is necessary to assess the condition of vegetation and carry out the condition survey before the construction commences. Further, the monitoring of the vegetation health condition should continue during the course of the construction and after its completion so that consequences of long-term impacts are identified. If the forest cover in the construction surroundings has reached high age or it has been attacked by a disease, it is recommendable to start renovating it. The renovation should be performed (similarly to planting vegetation at brownfields) using vegetation species corresponding to the original local vegetation.

CONCLUSION

Assessing the health condition of vegetation in the areas affected by tunnel constructions should continue because the effect of the structures lasts for a long time and the till now short monitoring time has not yielded any demonstrable manifestation of a direct impact of a tunnel construction on vegetation in its surroundings.

**Bc. MICHAL HNILIČKA, e-mail: hnilicka@pragoprojekt.cz,
PRAGOPROJEKT, a. s.,
Stavební fakulta ČVUT v Praze**

LITERATURA / REFERENCES

- [1] HORNYCH, Vladislav. Podrobný geologický průzkum: Pasportizace lesního porostu na vrchu Valík. Praha: Pragoprojekt, a. s., 2002.
- [2] HORNYCH, Vladislav. Tunel Valík – Pasportizace lesního porostu (Realizační dokumentace stavby). Praha: Pragoprojekt, a. s., 2003.
- [3] HÉNIK, Milan. Znalecký posudek č. 287 – 11/2007 a č. 294 – 18/2007 o zdravotním stavu porostů, 2007.
- [4] HÉNIK, Milan. Znalecký posudek č. 320 – 4/2008 o zdravotním stavu dřevin v porostních skupinách, 2008.
- [5] LOCHMAN, Václav a kol. Informace o stavu lesních ekosystémů v okrese Praha-západ. Jíloviště–Strnady: Výzkumný ústav lesního hospodářství a myslivosti, 1994.
- [6] www.vulhm.cz
- [7] UNITED NATIONS, ECONOMIC COMMISSION FOR EUROPE. Manual on methods and criteria for harmonized sampling, assessment, monitoring and analysis of the effects of air pollution on forests. Part II – Visual Assessment of Crown Condition, 2006.
- [8] Vyhláška Ministerstva zemědělství, ze dne 18. března 1996. O stanovení pásem ohrožení lesů pod vlivem imisí 78/1996 Sb.

OPTIMALIZACE TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ PORTÁLU KOMOŘANY PŘI VÝSTAVBĚ TUNELŮ STAVBY SOKP 513

OPTIMISATION OF THE TECHNICAL SOLUTION TO KOMOŘANY PORTAL OF TUNNELS ON CONSTRUCTION LOT 513 OF PRAGUE CITY RING ROAD

JOZEF KURÁŇ

ÚVOD

Portál tunelu je dílo svým způsobem výjimečné. I když podstatnou část času potřebného na výstavbu tunelu věnuje projektant i dodavatel činnostem probíhajícími uvnitř tunelu, portál je mnohdy to jediné, co řidič z tunelu vnímá a co si je schopen v budoucnu v souvislosti s projížděnou trasou vybavit. Snahou projektanta je zasadit tunel do krajiny tak, aby nerušil a citlivě zapadl do celkové scenerie. V případě portálu Komořany na stavbě tunelů stavby 513 silničního okruhu kolem Prahy (dále SOKP) tomu tak nebylo a ani být nemohlo. Portálová stěna překonává značný výškový rozdíl a tvoří rozměrnou konstrukci, která plní řadu funkcí. Kromě zajištění stability vlastního portálu tunelu slouží jako vysoká zárubní zeď pro převedení komunikace, křižující s minimálním nadloží oba tubusy hloubených tunelů. Dále zajišťuje potřebný prostor pro výstavbu provozně-technologického objektu s řídicím systémem tunelu a plochu pro nástup složek integrovaného záchranného systému. Konstruktivní řešení portálu musí splňovat kromě optimálního konstrukčního řešení i další požadavky vyplývající z technologického postupu prací a harmonogramu výstavby obou tunelů i řady souvisejících objektů. Tomu odpovídají její rozměry i navržené konstrukční řešení.

Výstavbu takto náročného inženýrského díla v městské aglomeraci mnohdy provází řada komplikací. Nejinak tomu bylo i v případě výstavby portálové stěny. Neustálé doplňování údajů o základových poměrech na staveništi, aktualizace a změny dílčích termínů stavby, změny souvisejících objektů v průběhu realizace vedly k nutnosti rychle reagovat na potřeby plynulého postupu stavby. Zásadní změnu v koncepčním řešení během výstavby způsobily inženýrsko-geologické poměry zastižené v průběhu hloubení stavební jámy. Zatímco prognóza předpokládala bázi pokryvných útvarů mělce pod základovou deskou portálové stěny, realita se od předpovědi významně lišila. Místo jílovitých břidel zasahovala hluboko pod úroveň základové spáry vrstva nesoudržných písků. Zpracovatel realizační dokumentace po dohodě se zhotovitelem stavby navrhl investorovi alternativní řešení, které umožnilo výstavbu technicky

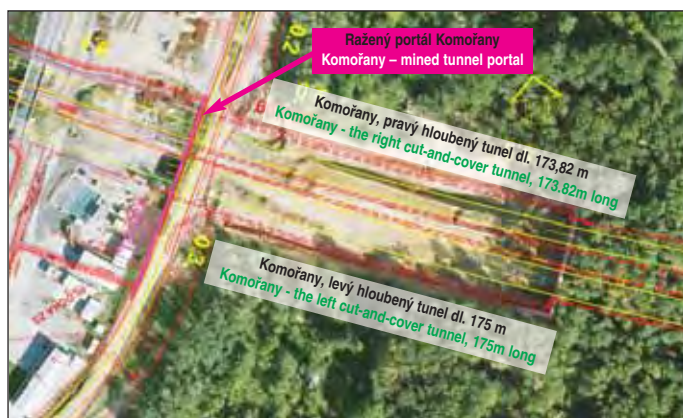
INTRODUCTION

A tunnel portal is a part of a tunnel construction which is, in a way, exceptional. Despite the fact that both the designer and the contractor devote substantial part of the time required for the construction of the tunnel to works inside the tunnel, the portal is often the only part of the tunnel a driver perceives and is able to recall in the future in the context of the ride along the route. Designer's objective is to incorporate the tunnel into the landscape in a way not disturbing it and sensitively fitting in the overall scenery. As far as the Komořany portal of tunnels on construction lot 513 of the Prague City Ring Road project is concerned, the approach was and had to be different. The portal wall overcomes a significant altitude difference. It forms a sizeable structure fulfilling many functions. Apart from ensuring stability of the tunnel portal itself, it serves as a high revetment wall allowing the passage of a road, which crosses both tubes of cut-and-cover tunnels, with a minimum tunnel cover beneath it. In addition, it provides a space required for the construction of the service facility building, housing the tunnel control system, and a mustering area for units of the Integrated Rescue System. Apart from ensuring an optimum structural design, the portal design has to comply with other requirements following from the technological procedure and the construction schedule for both the tunnel tubes and a range of associated structures. The dimensions and structural design meet these requirements.

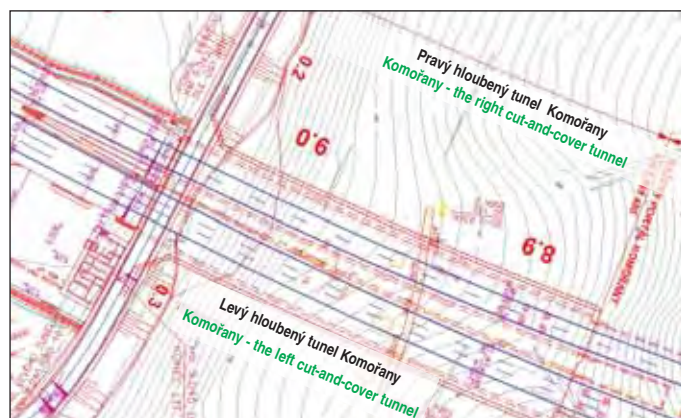
The development of such a demanding civil engineering project in an urban agglomeration is often attended by a range of complications. The construction of the portal wall did not differ. Incessant adding of data on in situ foundation conditions, updating and changing intermediate deadlines and changing associated structures during the course of the works led to the necessity of quickly responding to the needs of the construction process to proceed fluently. A fundamental change in the conceptual solution was caused during the construction by the engineering geological conditions which were encountered during the course of the excavation of the construction trench. While the prognosis predicted that the base of surface deposits would be shallow under the foundation slab of the portal wall, the reality significantly differed



Obr. 1 Celkový pohled na portál Komořany
Fig. 1 Overall view of the Komořany portal



Obr. 2 Koordinační situace na podkladu ortofotomapy
Fig. 2 Coordination layout on the orthophoto map background



Obr. 3 Koordinační situace objektu
Fig. 3 Coordination layout of the structure

odpovídajícího díla a vedlo k optimalizaci stavebních prací a technologických postupů dodavatele. Návrh technického řešení a zkušenosti projektanta z výstavby popisuje následující text.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Podkladem pro zpracování projektu byly výsledky provedeného inženýrskogeologického průzkumu. V dané lokalitě byl proveden geofyzikální průzkum doplněný vrtným průzkumem a představu o geologické skladbě zájmového území poskytovala i ražba průzkumné štoly v profilu kaloty budoucího třípruhového tunelu. Vstupní předpoklady návrhu je možno shrnout do závěrů: Kvartérní pokryv dosahuje celkové mocnosti cca 15–31 m a je zastoupen především fluvialními psamitickými sedimenty a v menší míře uloženinami deluviálními.

- Svrchní souvrství o kolísavé mocnosti od 3 do 9 m je tvořené převážně písčitochlinitými až písčitojílovitými soudržnými zeminami (S5/SC, S4/SM, F3/MS, F4/CS) většinou pevné a pevné až tvrdé konzistence.
- Spodní souvrství o mocnosti 15 až 25 m je tvořené středně ulehými až ulehými písčitými nesoudržnými zeminami – S1/SW, S2/SP, S3/S-F a S4/SM s kolísavým obsahem šterkovité frakce.
- Předkvartérní podklad je budován ordovickými drobnými a břidlicemi letenského souvrství, v zóně budoucích hloubených tunelů byl průzkumnými vrty zastížen typický flyšový vývoj souvrství (střídání měkkých břidlic s tvrdými drobnými), zdravé horniny byly v tomto vrtnu zastíženy až v hloubce 22,5 m.

Podzemní voda nebyla zastížena ani v jednom nově provedeném vrtnu.

Po prostudování výsledků IG průzkumu bylo zřejmé, že pouze jeden z 8 dostupných vrtů dosáhl skalního podloží. Pro potřeby zpracování projektu byly geologické poměry interpretovány z geofyzikálních měření a s využitím doplňkového průzkumu zpracovaného pro potřeby návrhu stavební jámy pro hloubené tunely (objekty SO 605, 606). Vzhledem k tomu, že výstavba portálové

from the prediction. Instead of clayey shales, a layer of inconsistent sands extended deep under the foundation base. The designer for detailed design, by agreement with the contractor, proposed an alternative solution to the project owner. The solution allowed the construction of a technologically adequate structure to be carried out and led to optimisation of construction and contractor's technological procedures. The proposal for the technical solution and designer's experience from the construction is described in the text below.

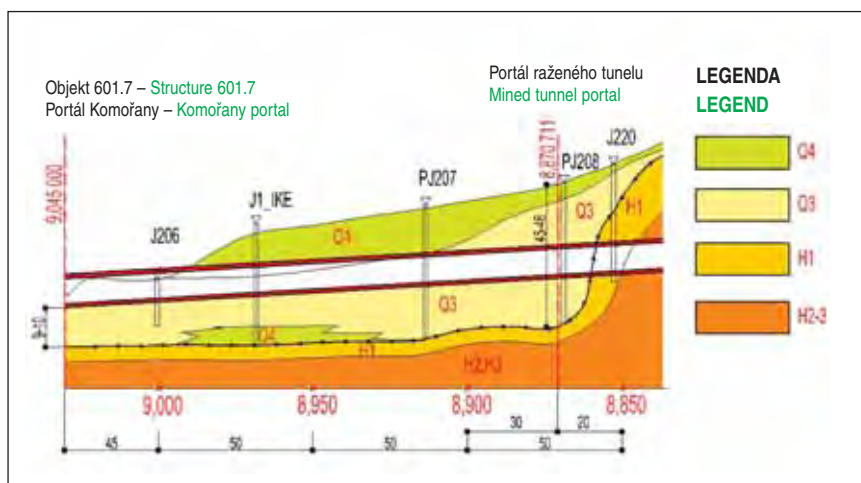
GEOLOGICAL CONDITIONS

Engineering geological survey results were used as the designing base. The geophysical survey which was carried out in the given location was supplemented by a drilling survey. The idea of the geological structure of the area of operations was also obtained during the excavation of an exploratory gallery, the alignment of which followed the profile of the top heading of the future triple-lane tunnel. The entry assumptions of the design can be summed up in the following conclusions: The overburden, the height of which reaches about 15.0 – 31.0m, consists first of all of fluvial, psammitic sediments and, to a smaller extent, deluvial deposits.

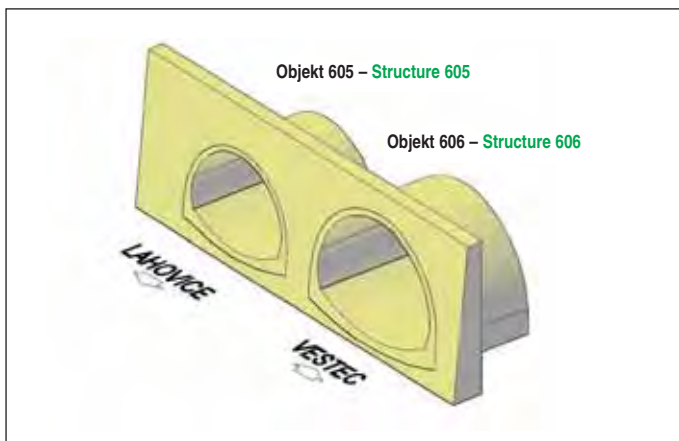
- The upper series of strata, the thickness of which fluctuates from 13.0 to 9.0m, is formed above all by sandy-loamy to sandy-clayey cohesive soils (S5/SC, S4/SM, F3/MS, F4/CS) of mostly firm to hard consistency.
- The lower 15.0 – 25.0m thick series of strata consists of medium dense to dense, incohesive soils – S1/SW, S2/SP, S3/S-F a S4/SM with a fluctuating content of a gravel fraction;
- The Pre-Quaternary bedrock is built up of Ordovician greywacke and the Letná Member Shale; typical flysch background series of layers (weak shales alternating with strong greywacke); within the future cut-and-cover tunnel zone, the exploratory boreholes encountered series of strata with a typical flysch background (weak shales alternating with strong greywacke); sound rock was encountered in this borehole as deep as 22.5m under the surface.

Ground water was not encountered in any of the newly drilled boreholes.

After studying the EG survey results it was obvious that only one of the 8 boreholes available had reached the bedrock. For designing purposes, the geological conditions were interpreted on the basis of geophysical measurements and using a supplementary survey which was carried out for the purpose of designing the construction trench for cut-and-cover tunnels (structures SO 605 and 606). Owing to the fact that the portal wall construction started at the time when the construction trench for the cut-and-cover tunnels had been finished, the designer had a clear idea of ground conditions on site. The construction site area was found in a steeply rising valley formed by hard shales, which were covered by a layer of plain sand; this layer was about 10m thick in the area of the future portal wall. Geological structure of the bedrock is schematically documented by Figure 4.



Obr. 4 Geologický podélný řez
Fig. 4 Geological longitudinal section



Obr. 5 Schéma původní koncepce meziportálového bloku jako „límce“ tunelových trub

Fig. 5 Scheme of the original concept of the inter-portal block as a “collar” on the tunnel tubes

stěny byla započata v době, kdy už byly zrealizovány zemní práce na objektech stavební jámy pro výstavbu hloubených tunelů, projektant měl jasnou představu o základových poměrech na staveništi. Prostor výstavby představoval strmě stoupající údolí vytvořené tvrdými břidlicemi, na kterých byla vrstva téměř čistého písku, která v prostoru budoucí portálové stěny měla tloušťku cca 10 m. Geologická skladba podloží je dokumentována schematickým obrázkem 4.

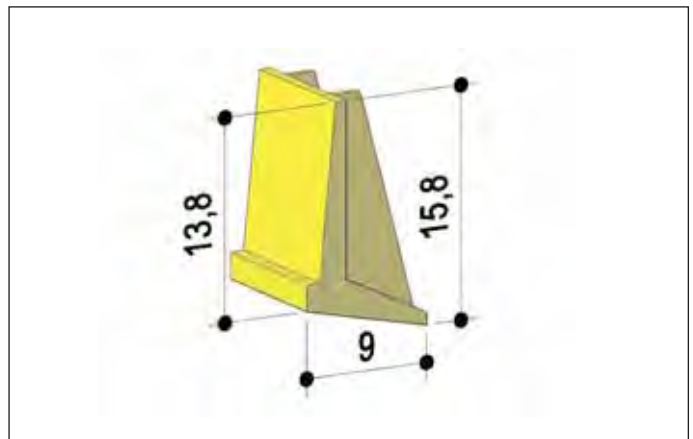
POPIS PŮVODNÍHO ŘEŠENÍ

Příprava stavby byla realizována na základě dokumentace pro stavební povolení vypracované autorským kolektivem pod vedením Pragoprojektu Praha. Portál Komořany byl navržen ve dvou konstrukčních systémech. Úsek portálu v místě průniku s tunelovými troubami byl navržen jako železobetonový monolitický „límec“ a portálová stěna byla tuze vetknuta do ostění obou hloubených tunelů, jak je znázorněno na schematickém obrázku 5. Tato konstrukce měla být prováděna současně s portálovými bloky betonáže hloubených tunelů a s nimi pevně spojena provázanou betonářskou výztuží. V rámci dokumentace pro zadání stavby byla základní konstrukce portálu Komořany mimo průnik s tunely řešena jako desková monolitická železobetonová konstrukce úhelníkového tvaru s monolitickými výztužnými žebry dilatována po dilatačních celcích délky cca 10 m. Schéma tohoto typu konstrukce je zřejmé z obrázku 6. V době zpracované stavby byla investorem vydána změna technického řešení, ve které byla v rámci objektu portálové stěny navržena následující opatření.

Vzhledem k požadavku vybudovat u provozně-technického objektu (dále PTO) Komořany plochu pro nástup jednotek IZS o minimální ploše 1850 m², bylo nutné objekt PTO posunout a otočit o 90° a zároveň prodloužit portálovou stěnu o cca 22 m. Půdorysný tvar zdi i její výšku určovalo směrové a výškové vedení komunikace vedené v její koruně a poloha portálů obou tunelů. Ke zdi těsně přiléhala budova PTO. Konstrukčně byla portálová zeď rozdělena do dvou typů. Konstrukce typu 1 (meztunelový blok) byla navržena jako monolitický železobetonový „límec“ v délce 45,9 m a konstrukce typu 2 (úhlová zeď) v délce 43 + 10,7 m.

ÚPRAVY TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ V PRŮBĚHU VÝSTAVBY

Při hloubení stavební jámy hloubeného úseku tunelů se nepotvrdila prognóza inženýrskogeologického průzkumu a mocná vrstva písků zasahovala hluboko pod úroveň základové desky portálové zdi. Již provedená kotvená záporová stěna stavební jámy neumožňovala zvětšení šířky základu úhelníkové portálové stěny. Po vytěžení stavební jámy a provedení kopané sondy pod úroveň základové spáry se obavy ze změny geotechnických podmínek potvrdily. Provedené statické posouzení neprokázalo dostatečnou stabilitu původně navrhované portálové stěny, zejména s ohledem na celkovou stabilitu svahu. Projektant RDS alternativně navrhl založení objektu na sloupech tryskové injektáže a na velkopřůměrových pilotách. Po technickoekonomickém posouzení obou variant objednatel vybral variantu s velkopřůměrovými pilotami.



Obr. 6 Schéma původní koncepce portálu jako úhelníkové zdi s výztuhami
Fig. 6 Scheme of the original concept of the portal as a cantilever wall with reinforcing ribs

DESCRIPTION OF THE ORIGINAL SOLUTION

The construction was prepared on the basis of documents for issuance of building approval, which had been carried out by a Pragoprojekt Praha headed team of authors. Two systems were proposed for the Komořany portal. The portal section at the location where the tunnel tubes break through the wall was designed as a reinforced concrete, cast-in-situ collar, with the portal wall clamped in the lining of both cut-and-cover tunnels, as shown schematically in Fig. 5. This structure was planned to be carried out concurrently with casting of the portal blocks of the cut-and-cover tunnels, with the reinforcement of the collar being spliced with the reinforcement of the tunnels. In the final design, the basic Komořany portal structure, with the exception of the intersection with the tunnels, was solved as a cast-in-situ reinforced concrete slab structure of the cantilever type, with cast-in-situ reinforcing ribs, divided into about 10m long expansion blocks. This structure type scheme is obvious from Fig. 6. When the construction was in progress, the project owner issued a design change, comprising the following measures regarding the portal wall design:

With respect to the requirement for an at least 1850m² assembly area for units of the Integrated Rescue System to be established at the Komořany service facility building, the service facility building had to be shifted and rotated by 90° and, at the same time, the portal wall had to be extended by about 22m. The ground plan shape of the wall and its height were determined by the horizontal and vertical alignment of the road running on its crown and the location of portals of both tunnel tubes. The service facility building adjoined the wall. Structurally, the portal wall was divided into two types. The type 1 structure (an inter-tunnel block) was designed as a 45.9m long, reinforced concrete “collar” and the type 2 structure (the cantilever wall), which was 43 + 10.7m long.

CHANGES IN TECHNICAL SOLUTION DURING THE COURSE OF CONSTRUCTION

The prognosis of the engineering geological survey was not confirmed during the excavation of the construction trench for the cut-and-cover section of the tunnel. A thick layer of sands reached deep under the level of the base slab of the portal wall than predicted. The previously completed anchored revetment wall of the construction trench did not allow widening of the cantilever portal wall. When the excavation of the construction trench and a trial hole reaching under the foundation base had been completed, the concerns regarding a change in geotechnical conditions were confirmed. A structural analysis failed to prove sufficient stability of the original design of the portal wall, first of all with respect to the overall stability of the slope. The author of the detailed design proposed alternatives comprising the foundation of the structure to be placed on jet grouted columns and large-diameter piles. After technical and economic assessments of both variants, the project owner opted for the variant with large-diameter piles.

Another change which was implemented during the work on the detailed design was in the way of connecting the portal wall to the

Další změnu prováděnou v průběhu zpracování realizační dokumentace představoval způsob napojení portálové stěny na ostění tunelů. V zadávací dokumentaci požadoval projektant vetknutí stěny do konstrukce ostění hloubených tunelů. V RDS jsou obě konstrukce oddilátovány, aby nedocházelo k vzájemnému negativnímu ovlivňování obou konstrukcí. Jak rozměry a tuhost obou tunelů, tak portálové stěny budily obavy ze statického namáhání vnějším zatížením, hydratačním teplem i z vlastního provádění výztuže i betonáže. Při vetknutí portálové stěny do tunelových tubusů by bylo nutné provázat výztuž i zajistit kontinuální betonáž do speciálního bednění.

V místě průniku s tubusy obou tunelů je namísto vetknutí stěny do tunelů použito k zajištění její stability geovýtuh, které jsou při provádění zásypu tunelů napnuty a zahutněny společně s příslušnou vrstvou zásypu. Z důvodu provádění je konstrukce rozdělena na segmenty a v koruně zdi je osazena prefabrikovaná římsa se zábradlím. Zhotovitel požadoval zohlednit při volbě konstrukce portálové stěny i možnost co nejdéle ponechat otevřený prostor mezi tunely pro zavážení materiálu na zásyp tunelů. Projektant RDS zvažoval pro tuto možnost různé alternativy a jednou z nich byla konstrukce z kotvených železobetonových prefabrikátů. Z provádění této konstrukce však sešlo, protože vedla k nepřiměřenému množství atypických prefabrikátů podél ostění tunelových trub proměnné křivosti a byla nahrazena monolitickou konstrukcí obkladních prvků. Další výhradou bylo architektonicky nevhodné působení prefabrikátů spolu s ostatními monolitickými konstrukcemi portálové zdi. Nad portálovou stěnou je vedena komunikace, v jejímž podloží se nacházejí zásypové konstrukce portálu i vlastní ostění obou tunelů. Hloubka zásypu se vzhledem ke klenbovému tvaru tunelů mění a s ní i tuhost podkladních vrstev a náchylnost k nerovnoměrnému sedání podloží komunikace. Použití geovýtuh, primárně sloužících k zajištění stability portálové stěny, pozitivně přispělo i k chování podloží komunikace.

Dalším z citlivých detailů bylo těsné přisazení provoznětechnického objektu (PTO) k portálové stěně. Obvodové stěny objektu navržené z monolitického betonu byly v zadávací dokumentaci přibetonovány k portálové stěně, přičemž základy objektu spočívaly nad základem portálové stěny. Po dohodě projektanta s investorem i zástupcem autorského dozoru se podařilo budovu oddálit a zamezit tak vzájemnému ovlivňování obou konstrukcí, zejména přenosu deformací z portálové stěny do stěny budovy. I přes použití dilatace nelze po dobu životnosti konstrukce vzhledem ke skutečně zastíženým geotechnickým podmínkám vyloučit vzájemné negativní ovlivňování obou konstrukcí. Odsun PTO umožnil mimo eliminaci popsání ovlivnění obou objektů i paralelní nezávislou výstavbu obou objektů. Posun PTO a požadavek na zachování minimální plochy pro nástup jednotek IZS však vyvolal další dispoziční úpravy před portálem.

Posun PTO měl i jiné důvody, které mohly působit problémy se stabilitou portálové stěny. Jednalo se o možnost odvodnění portálové stěny. Železobetonová portálová stěna délky přes 100 m tvořila vodonepropustnou hráz pro podzemní vodu stékající při jarním tání, nebo v případě vydatných dešťů směrem do údolí Vltavy. Při zpracování realizační dokumentace byla navržena za stěnou rubová drenáž, svádějící organizovaně vodu do odvodňovacích trub procházejících konstrukcí stěny. Při těsném přisazení budovy PTO k portálové stěně nebylo možné v úseku cca 20 m stěnu odvodnit. Zvodnění rubu zdi by mohlo mít negativní dopad na geotechnické parametry zásypového materiálu. Použití rubových drenáží a celkové oddrenování portálové stěny vylučuje její zatížení hydrostatickým tlakem.

Předpokládaná skladba konstrukce portálu po zpracování těchto změn byla navržena ve skladbě, která je znázorněna na obrázku 7. Jedná se o „hybridní konstrukci“ složenou ze dvou konstrukčních systémů:

1. Úhlová zeď na hlubinných základech tvořených vrtanými pilotami DN 880 mm.
2. Zeď z monolitických železobetonových segmentů kotvená do vyztužených zemin.

Z hlediska postupu prací byla konstrukce rozdělena do tří samostatných a z hlediska postupu výstavby na sobě nezávislých celků označených jako etapa 1, 2, 3. Toto dělení bylo vynuceno předpokládaným harmonogramem prací na objektu portálové stěny i na

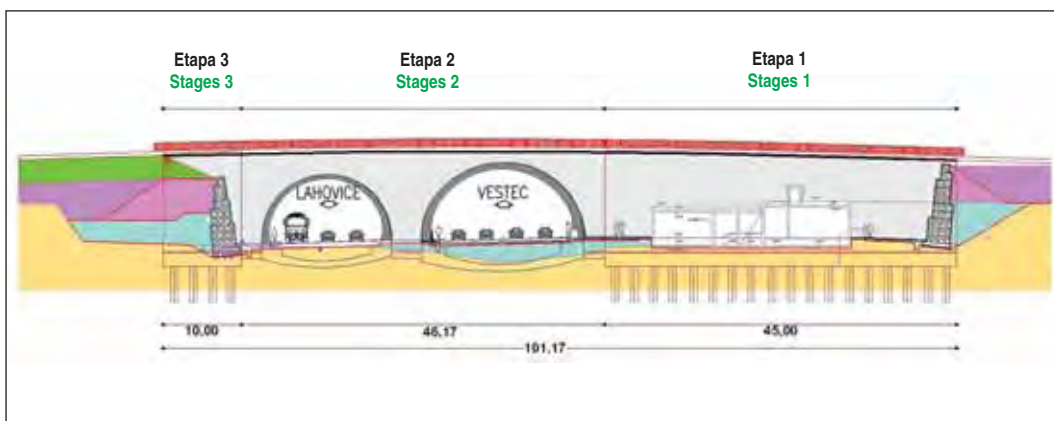
tunnel lining. In the final design, the designer required the wall to be keyed into the lining of the cut-and-cover tunnels. In the detailed design, the two structures are separated by expansion joints so that a negative interaction between them is prevented. The dimensions and rigidity of both tunnels and the portal wall raised concerns over the static stress induced by external loads, hydration heat and over the installation of reinforcement and casting of the structures. It would have been necessary in the case of keying the portal wall into the tunnel tubes to splice the reinforcement and ensure continuous casting of concrete behind special formwork.

Instead of keying the wall into the tunnel structures, geogrids are used at the intersection with the tunnel tubes to provide stability of the wall. The geogrids are strained when the tunnel backfill is being carried out and embedded in the respective backfill layer being compacted. For construction purposes the structure is divided into segments and a prefabricated capping piece with a guard rail is installed on the top of the wall. The contractor required that even the possibility of leaving the space between tunnels open for transport of the backfill material be allowed for when the portal wall structure was being selected. The author of the detailed design took into consideration two differing variants allowing the implementation of this solution. One of them was a structure consisting of anchored reinforced concrete precast elements. But this idea was abandoned because it led to inadequate number of atypical precast units to be installed along the variably curved tunnel tubes. It was replaced by a cast-in-situ structure of the cladding elements. Another reservation was about the architecturally unsuitable effect of the precast units combined with the other cast-in-situ structures forming the portal wall. A road leads above the portal wall. The portal backfill structures and the linings of the tunnels themselves are found under the road. The backfill depth changes owing to the vaulted geometry of the tunnels and the stiffness of the base courses and susceptibility to differential settlement of the road bed change with it. The use of geogrids, which primarily serve to stabilise the portal wall, even positively contributed to the behaviour of the road bed.

Another sensitive detail was the tight connection of the service facility building (SFB) to the portal wall. According to the final design, cast-in-situ concrete external walls of the building were to be cast against the portal wall, with the foundations of the building resting on the portal wall foundation. An agreement was achieved among the designer, the owner and a representative of author's supervision that the building would be detached from the portal wall so that the interaction between the two structures, first of all transfer of deformations from the portal wall to the building wall was prevented. Despite the fact that an expansion joint was used, negative interaction between the two structures during the life of the building could not be excluded taking into consideration the actually encountered geotechnical conditions. The setting the SFB off allowed, apart from the elimination of the above-mentioned interaction between the two structures, the two structures to be constructed independently, in parallel. But shifting of the SFB and a requirement for the assembly area for IRS units to be maintained brought about other changes in the pre-portal area layout.

There were even other things associated with the SFB shifting which could cause problems with the portal wall stability. One of them was the possibility of draining the portal wall. The over 100m long, reinforced concrete portal wall created an impermeable barrier preventing ground water during spring thawing or storms from flowing toward the Vltava River. The detailed design proposed a drain on the back side of the wall to direct water in an organised manner to drainage pipes passing through the wall structure. When the SFB building was to be tightly attached to the portal wall, an about 20m long section of the wall could not be drained. Saturation of ground behind the wall with water could negatively affect geotechnical parameters of the backfill. Owing to the back-drain and the overall removal of water from behind the portal wall, there is no hydrostatic pressure acting on the wall.

The expected composition of the portal wall after incorporating the above-mentioned changes into the design is presented in Fig. 7. The wall is a "hybrid structure" consisting of two systems:



Obr. 7 Schéma dělení konstrukčních etap nově navrženého stavu

Fig. 7 Scheme of the division of construction stages of the newly proposed state

dalších objektech v oblasti portálu Komořany. Rozdělení etap výstavby bylo následující:

Etapa 1 úhlová zeď na pilotách 45,00 m
 Etapa 2 kotvená zeď do vyztužených zemin 46,17 m
 Etapa 3 úhlová zeď na pilotách 10,00 m
 Z hlediska postupu výstavby se jako první realizovala etapa č. 1, pak následovala etapa č. 3 a stavební činnost ukončovala etapa č. 2. Uvedený postup vyžadoval navržený postup výstavby a možnosti realizace souvisejících objektů. Etapa č. 2 představovala „technologické okno“ sloužící k provádění obsypu hloubených tunelových trub. Dokončením etapy č. 2 se uzavřel prostor mezi tunelovými trouby a jejich zásyp mohl být dokončen do definitivního tvaru.

Etapa č. 1

Portálová stěna provedená v etapě č. 1 zajišťovala portálový svah v prostoru budovy PTO na sever od obou tunelů. Spodní stavba byla realizována v otevřené stavební jámě vykopané od stávající úrovně terénu. Geometrie tvaru stavební jámy je zřejmá z obrázku 8. Zakládání konstrukce bylo navrženo jako hlubinné na pilotách DN 880 mm odkloněných od svislé roviny o 5°. Piloty byly navrženy z betonu C 25/30 a vyztuží ocelí 10 505 (R). Na vytvořenou základovou spáru se osadila vrstva podkladního betonu tl. 0,2 m z betonu C 12/15. Tím se základová spára připravila pro uložení výztuže základové desky. Celkem konstrukce v etapě 1 obsahovala 5 dilatačních celků délky: 10–10–10–10–5 m. Po uložení výztuže základové desky a její betonáži byl vytvořen základ konstrukce z monolitického železobetonu C 30/37 s výztuží z oceli 10 505 (R). Šířka základové desky byla navržena 7,24 m z důvodu možnosti jejího osazení před již dříve vybudované záporové stěny stabilizující stavební jámu hloubených tunelů. Příčný rozměr základu 7,24x1,8 m byl navržen a posouzen na základě statického propočtu konstrukce. Stěna zdi proměnné výšky cca 12,8 m svým výškovým vedením kopíruje výškové vedení komunikace situované v její koruně. Po výšce je konstrukce dělená 4 horizontálními pracovními spárami osazenými ve třímetrovém výškovém kroku. Jako bednění bylo použito systémové šplhavé bednění. Pohledovou plochu tvořil dezén vkládaný do bednění. Dilatace se zrealizovaly se zazubením dilatačních celků.

Konstrukce byla na rubové straně opatřena 2 typy hydroizolací následujícího složení:

- Typ – Nosná konstrukce po úroveň odvodnění základní nátěr asfaltový lak penetrační,
 hlavní izolační vrstva 2 x nátěr asfaltovou emulzí
 ochranná vrstva geotextilie tl. > 5 mm, min. 600 g/m²
- Typ – Nosná konstrukce od úrovně drenáže základní nátěr asfaltový lak penetrační,
 hlavní izolační vrstva asfaltové izolační pásy s výztužnými vložkami
 ochranná vrstva nopová fólie

Odvodnění konstrukce bylo řešeno systémem technických opatření v následovní skladbě:

- drenážní vrstva ze šterku sypaná po vrstvách spolu se zásypem objektu,
- dlážděný příkop uložený na desce z betonu, která je opatřena sběrným drénem z geosyntetik,

1/ A cantilever wall on deep foundations formed by bored DN 880mm piles

2/ A wall from cast-in-situ reinforced concrete segments, anchored to the geogrid reinforced soils

As far as the works sequence is concerned, the structure was divided into three independent blocks marked as Stages 1, 2 and 3, which were independent of each other in terms of the construction process. This division was enforced by the assumed works schedule for the portal wall structure and other structures in the Komořany portal area. The following stages were defined:

Stage 1 cantilever wall on piles 45.0 m
 Stage 2 wall anchored to reinforced soil 46.17 m
 Stage 3 cantilever wall on piles 10.00 m

In terms of the construction process, Stage 1 was the first to be realised, followed by Stage 3. The construction activities were finished by Stage 2. The above-mentioned process was required by the construction schedule and by the possibility to carry out associated structures. Stage 2 represented a “technological window” during which the cut-and-cover tunnels were backfilled. By completing Stage 2, the space between the tunnel tubes was closed and the backfilling could be completed to the definite shape.

Stage 1

The portal wall which was built in Stage 1 supported the portal slope in the area of the SFB, north of both tunnel tubes. The sub-structure was built in an open construction trench, which was dug from the existing terrain level. The construction trench geometry is shown in Fig. 8. A deep foundation was designed for the structure, comprising DN880mm piles, inclining at 5° off vertical. The piles are designed in C25/30 concrete, with 10 505 (R) steel reinforcement. A 0.2m thick layer of C 12/15 blinding concrete was placed on the exposed foundation base, thus the foundation base was prepared to receive the reinforcement for the foundation slab. The Stage 1 structure comprised the total of 5 expansion blocks at the lengths of 10 – 10 – 10 – 10 – 5 m. When the placement of the reinforcement (steel grade 10 505 (R)) was completed, the foundation slab was cast, using C30/37 concrete. The width of 7.24m was designed for the foundation slab to make the installation in front of the previously completed soldier pile and lagging walls stabilising the construction trench for the cut-and-cover tunnels possible. The cross-sectional dimensions of the foundation slab of 7.2x x 1.8m was designed and assessed on the basis of a structural analysis of the structure. The top of the wall stem of variable height of about 12.8m copies the vertical alignment of the road located on the wall crown. The structure is divided vertically by 4 horizontal construction joints provided at 3m spacing. A climbing shuttering system was used for the construction. The wall face was formed by an embossing mould inserted into the form. There are shear keys in joints between the expansion blocks.

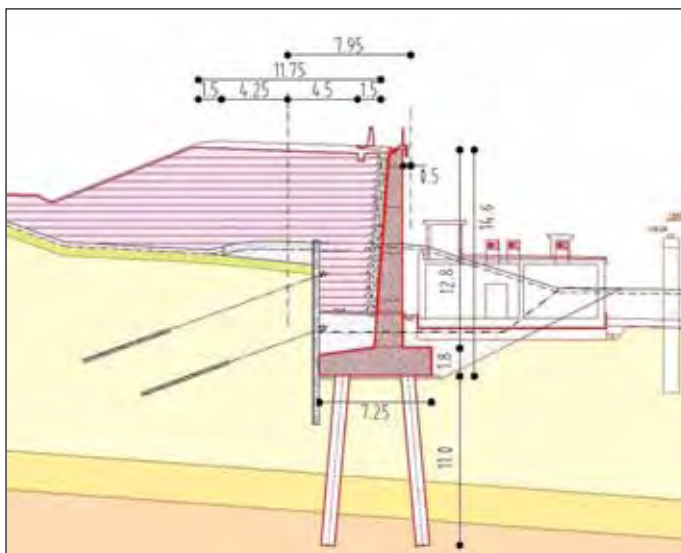
The structure was provided on the back side with the following 2 types of waterproofing:

Type 1 – Load-bearing structure up to the drainage level
 prime coat asphalt primer
 main waterproofing course 2 x asphalt emulsion coat
 protective layer geotextile > 5 mm thick, min. 600 g/m²

Type 2 – Load-bearing structure above the drainage level
 prime coat asphalt primer
 main waterproofing course asphalt coated fabric mats
 protective layer dimpled sheet membrane

Draining of the structure was solved by means of a system of technical measures in the following composition:

- gravel drainage layer laid in layers concurrently with backfilling of the structure
- paved ditch placed on a concrete slab, which is covered with geosynthetics acting as a collecting drain



Obr. 8 Vzorový řez konstrukcí v etapě 1

Fig. 8 Typical section through the Stage 1 structures

- drenážní potrubí.

Zásyp konstrukce byl realizován po vrstvách ze zemin vhodných do silničních násypu.

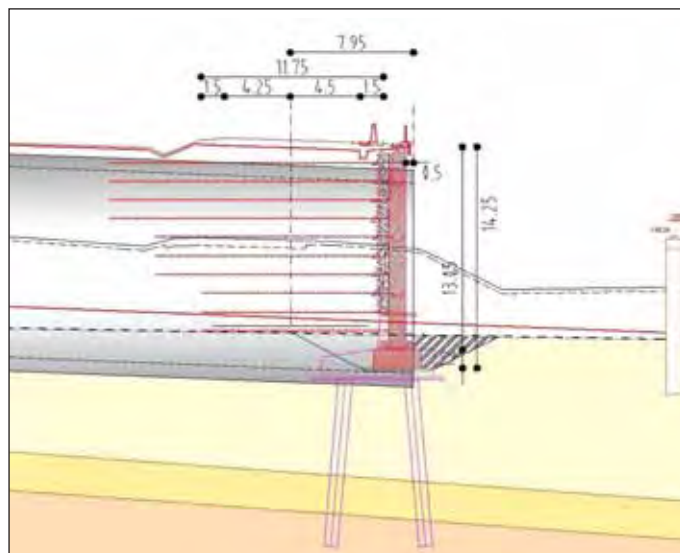
Etapa č. 3

Etapa č. 3 navazovala na etapu č. 1 a zajišťovala portálový svah na opačné straně portálu na jih od tunelových trub. Konstrukční uspořádání etapy 3 je shodné s etapou č. 1. Spodní stavba byla realizována v otevřené stavební jámě vykopané od současné úrovně úprav terénu. Zakládání konstrukce je navrhována jako hlubinná na pilotách DN 880 mm odkloněných od svislé roviny o 5°. Piloty se vybudují z betonu C 25/30 a vyztuží ocelí 10 505 (R). Základ představuje jeden dilatační celek délky 10 m. Stěna zdi je proměnné výšky cca 12,8 m a jako celý portál svým výškovým vedením kopíruje výškové vedení komunikace v koruně zdi. Hydroizolace a odvodnění, dělení na vodorovné pracovní spáry i postup výstavby byly řešeny stejně jako u zdi v etapě 1.

Etapa č. 2

Etapa č. 2 ukončovala výstavbu portálové stěny a s ohledem na harmonogram prací souvisejících objektů musela být provedena jako poslední. Konstrukce byla zbudována na principu opěrných zdí z vyztužené zeminy. Principem metody je nahrazení masivních betonových konstrukcí zhuštěným násypem zeminy, jejíž vlastnosti jsou zlepšeny vložením systému výztuh. Výztuhy přenášejí smykové namáhání zeminy a vyztužený blok zeminy se při přenášení vnějšího zatížení chová jako kvazihomogenní celek. Vnější betonová konstrukce zabraňuje povrchové erozi a unikům zeminy z prostoru mezi výztuhami. Použití těchto konstrukcí podstatně zmenšuje zábor pozemků, nutný pro zřízení klasického násypu. Ekonomicky se uplatní zejména při potřebě zřizování vyšších opěrných zdí, zejména v případě špatné kvality zemin v podloží zdi. Výhodou jsou podstatně menší nároky na únosnost základové půdy než při klasické konstrukci masivní opěrné zdi a schopnost odolávat bez porušení značným poklesům podloží. Konstrukce mají podstatně menší spotřebu betonu. Při vhodné kvalitě zeminy násypu může montáž probíhat i v zimních mrazivých dnech, což bylo při napjatém stavebním termínu také využito. Schéma konstrukce je zřejmé z obrázku 9.

Líc konstrukce je chráněn velkoplošnými lícovými monolitickými prvky. Jednotlivé lícové segmenty jsou do tělesa násypu přikotveny spojením se systémem geovýtuh zemního bloku. Systém geovýtuh, zabudovávaných postupně do tělesa násypu při jeho zřizování, přitom brání vzniku smykových ploch v násypu a zajišťuje tak stabilitu a funkčnost celé konstrukce. Vzhledem k tomu, že nechráněné polyesterové výrobky se nesmí užívat v místech, kde přicházejí do styku s vápnem nebo hydraulickými pojivky, které se používají pro zlepšování zemin (stabilizaci) a současně polyesterové materiály se rovněž nemají používat na kontaktu s betonem, bylo navrženo použití prvků PARAGRID 200/05, u kterých je základní materiálová struktura na bázi PES chráněná ochrannou vrstvou



Obr. 9 Vzorový řez konstrukcí v etapě 2

Fig. 9 Typical section through the Stage 2 structures

- drainage pipeline

The structure was backfilled in layers, using soils suitable for road embankments.

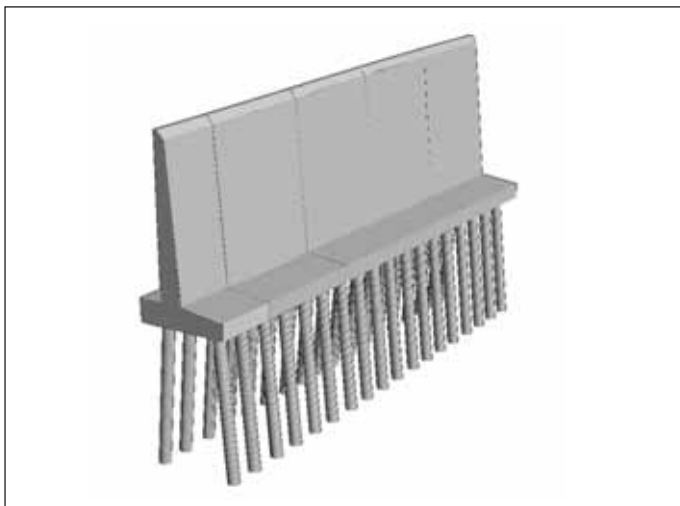
Stage 3

Stage 3 linked to Stage 1. It provided support of the portal slope on the opposite side of the portal, south of the tunnel tubes. The structural design for Stage 3 is identical with the design for Stage 1. The substructure was carried out in an open construction trench, which was excavated down to the currently existing grade level. Deep foundation of the structure was designed, comprising DN880mm piles, inclining at 5° off vertical. The piles will be in C25/30 concrete, with 10 505 (R) steel reinforcement. The consists of a single, 10m long expansion block. The wall height is variable, about 12.8m; the same as the whole portal, the level of its top copies the horizontal alignment of the road running at the crown level. The waterproofing and drainage, the division by horizontal construction joints and construction process were solved in the same manner as it was in the case of Stage 1 of the wall construction.

Stage 2

Stage 2 was the last stage of the portal wall construction with respect to construction schedules for the connected structures. The structure was built upon the principle of retaining walls formed by geogrid reinforced soil. The principle of this method is that massive concrete structures are replaced by an embankment consisting of reinforced soil, the properties of which are improved by inserting a system of reinforcing elements. The reinforcement carries shear stresses in the soil. The reinforced soil block behaves as a quasi-homogeneous massif when carrying external loads. An external concrete structure prevents surface erosion and escaping the soil from the space between the reinforcing elements. The use of these structures significantly reduces the area of works required for the establishment of a classical embankment. It acquires itself best economically where construction of higher retaining walls is required, first of all in the case of poor quality of the wall subgrade. The advantage is the fact that the requirements for the load-bearing capacity of foundation ground are lower than in the case of a classical structure of a retaining wall and it is capable of resisting significant subsidence of the sub-grade without being damaged. Substantially smaller consumption of concrete is another feature of these structures. When the quality of the embankment soil is suitable, the work on it can continue even during freezing days in winter. This advantage was used when a tight construction deadline was to be met. The scheme of the construction is presented in Fig. 9.

The external face of the structure is protected by large-area cast-in-situ facing elements. Individual facing segments are anchored to the embankment by connecting them with the system of geogrids forming the soil block. The system of geogrids which are step by step incorporated into the embankment during the construction prevents origination of shear surfaces in the embankment, thus it ensures stability and functionality of the entire structure. Because of the fact that unprotected



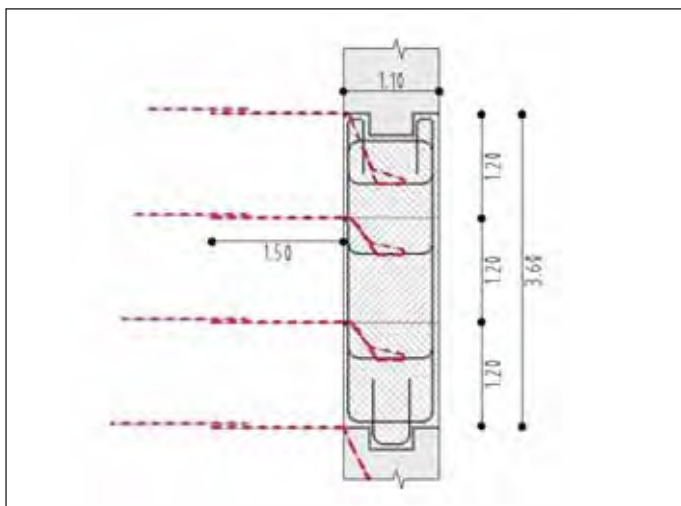
Obr. 10 3D schéma konstrukce v etapě 1
Fig. 10 3D chart of the Stage 1 structure

z PE. Do rubových stran segmentů jsou zabetonovány zárodky pruhů výztužných geomříží, tzv. startér. K těmto zárodkům, vyčnívajícím cca 1500 mm z panelů, se připojí výztužné pruhy geomříží potřebné délky.

Jako lícové prvky byly navrženy monolitické železobetonové konstrukce proměnného tvaru znázorněné na obrázku 11. Monolitická konstrukce je volena vzhledem k proměnnému tvaru jednotlivých segmentů stěny nacházející se mezi dvěma hloubenými tunelovými troubami. Tloušťka konstrukce je navržena s ohledem na nutnost vysoké stability v montážním stadiu zásypu konstrukce a z tohoto důvodu je řádově větší, než by bylo nutno ze statického hlediska konečného řešení. Lícová strana konstrukce je opatřena pohledovým dezénem shodným s navazujícími úseky prováděnými v etapě 1 a 3.

Zemina pro násyp vyztuženého zemního bloku je konstrukčním materiálem. Kvalita zeminy byla předmětem mnoha jednání, protože její základní vlastnosti (obj. hmotnost γ , úhel vnitřního tření φ) jsou současně s obdobnými parametry zeminy v podzákladí a v navazujícím násypu, základními vstupy do statického výpočtu. Efektivní úhel vnitřního tření musí být větší než 25° (lépe $\varphi > 30^\circ$). Objemová hmotnost musí být větší než 16 kN/m^3 . Zemina nesmí obsahovat větší množství jemných, zejména jílovitých, částic. Obsah částic pod $0,06 \text{ mm}$ by neměl převyšovat 15% (lépe $< 10\%$). Zemní konstrukce byly proto realizovány směsí materiálu nakupovaného (hrubá šterkodrt) a materiálu z místních zdrojů.

Při výšce konstrukce přes 12 m hrály důležitou roli i tolerance a odchylky, které projekt předepisoval v následujících hodnotách:



Obr. 11 Schéma ukotvení geomříží do monolitické konstrukce v etapě 2
Fig. 11 Diagram of the geogrid anchoring into the Stage 2 monolithic structure

polyester products must not be used in the locations where they come in contact with lime or hydraulic binders, which are used for improving (stabilising) soils, and should not be used at the contact with concrete, it was proposed that PARAGRIDS 200/05 elements be used, the basic PES-based material structure of which is protected by a PE layer. Germs of geogrid strips (so-called starters) are cast into the back sides of the segments. Geogrid strips of required lengths are connected to the starters, extending about 1500 mm from the panels.

Cast-in-situ reinforced structures of variable shapes were designed as the facing elements (see Fig. 10). The cast-in-situ structure is selected with respect to the varying shape of individual wall segments found between the two cut-and-cover tunnel tubes. The thickness of the structure is designed with respect to the necessity for high stability during the assembly stage of the embankment construction. This is why it is greater by an order of magnitude than it would have been necessary in terms of the structural analysis of the overall design. The external face of the structure is provided with an architectural embossing identical with the finish in the adjacent sections, which were constructed in Stages 1 and 3.

The soil used for the reinforced soil block is a construction material. Quality of the soil was a subject of many discussions because the basic properties of the soil (volume weight γ , angle of internal friction φ) are, together with similar parameters of the subsoil and the soil in the adjacent embankment, basic input data for the structural analysis. The effective angle of internal friction must be greater than 25° ($\varphi > 30^\circ$ is better). The volume weight must be higher than 16 kN/m^3 . The soil must not contain larger amount of fine particles, above all clayey ones. The contents of particles under 0.06 mm should not exceed 15% ($< 10\%$ is better). The earth structures were therefore built using a mixture of purchased material (coarse crushed gravel) and materials from local sources.

At the height of the structure exceeding 12 m , an important role was played by tolerances and deviations, which were prescribed by the design as follows:

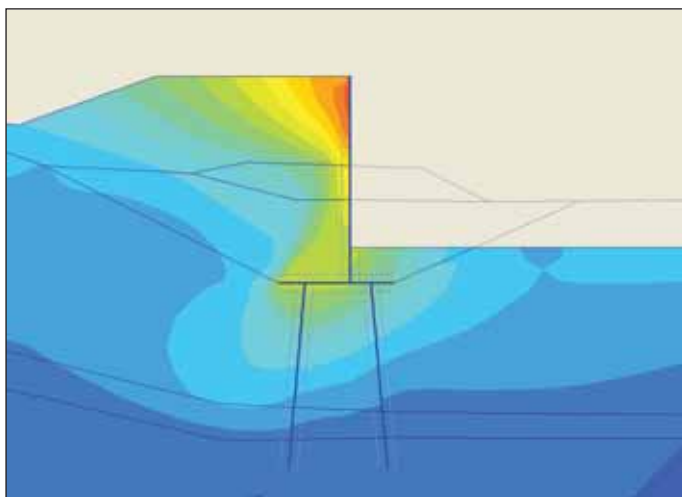
- verticality of the face of $\pm 5 \text{ mm}$ per 1 m of the wall height (e.g. 60 mm per the height of 12 m)
- horizontal and vertical bulging of the face of $\pm 20 \text{ mm}$ under a 4 m long straight-edge
- displacements in joints of $\pm 10 \text{ mm}$
- vertical tolerance of horizontal joints above the last segment of $\pm 10 \text{ mm}$

A separate circuit of problems connected with the structure designed in the above-mentioned way was the system of waterproofing of the structure, which has anchoring elements on its back side. Waterproof brush coating is designed for the whole area. Sensitive details of joints between individual blocks are sealed with hydrophilic gaskets and covered with torch-on sheets.

STRUCTURAL ANALYSIS

The structural analysis received great care. The analysis was carried out separately for Stage 1 and Stage 2 because the structures act in different ways. The structures and their interaction with the ground massif were modelled in the Plaxis 8 system; the deformation curves are shown in Figures 12 and 13.

Stage 1. The structure was designed as a cantilever wall, founded on sandy soil layers, loaded by earth pressure in the meaning of ČSN standards, and surcharged by traffic. In the original design, the structure was assessed as a simple cantilever wall with the maximum width of the foundation slab of 7.24 m (which is the maximum width of the slab which can be built in the context of the requirement for maintaining the existing soldier pile and lagging wall along the cut-and-cover tunnels). Having the analysis results at hand, it was obvious that the structure designed in the above-mentioned way would not have satisfied in the meaning of the overall stability of the structure. The anticipated shear surfaces in the structure sub-base exhibited the stability computed according to Bishop of 1.14 , while the value of only 0.95 was found according to Petterson, which was deep under the required value of 1.5 . To secure stability of the structure, it was necessary to improve the foundation soil. Of the several proposed options (injecting grout into the foundation soil, replacing the subsoil, rehabilitating the subsoil, using a micropile grid, jet grouting, deep foundation on piles), the deep foundation variant was chosen. Owing to this change, the resultant external stability of the structure increased to 2.0 and 1.64 according to Bishop and Petterson, respectively.



Obr. 12 Model portálu v systému plaxis v etapě 1
Fig. 12 Portal model in the Plaxis system for Stage 1

- svislost líce ± 5 mm na 1 m výšky stěny (např. 60 mm na výšce 12 m),
- boulení líce vodorovně i svisle ± 20 mm pod 4 m latí,
- posuny ve spárách ± 10 mm,
- svislá tolerance vodorovných spár nad posledním segmentem ± 10 mm.

Samostatným okruhem řešení problémů s takto navrženou konstrukcí je systém hydroizolací konstrukce, která je na rubu osázena kotvicími prvky. Hydroizolace je navržena plošně nátěrovou technikou a citlivé detaily spár mezi jednotlivými díly jsou utěsněny bobtnavými pásky a překryty natavovacími pásy.

STATICKÝ VÝPOČET

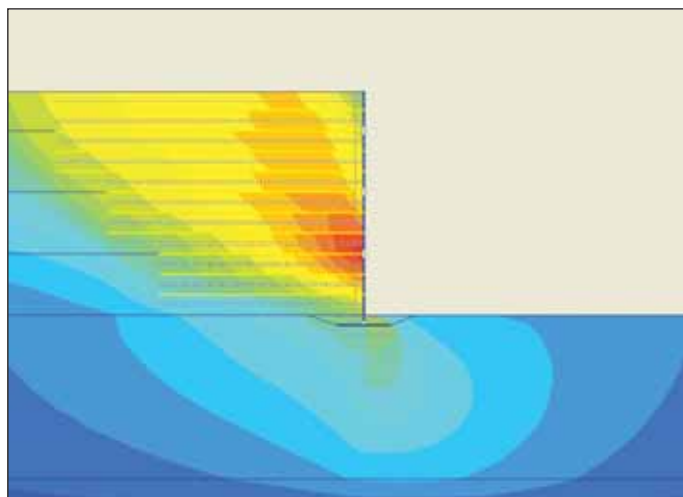
Statickému výpočtu konstrukce byla věnována velká péče. Výpočet byl proveden samostatně pro etapu 1 a etapu 2 vzhledem k tomu, že to jsou různé působící konstrukce. Konstrukce a jejich spolupůsobení se zemním masivem byly namodelovány v systému Plaxis 8 a průběh deformací je dokumentován na obrázcích 12 a 13.

Etapa 1. Konstrukce byla navržena jako úhlová zeď založená na vrstvách písčitých zemin zatížená zemním tlakem ve smyslu ČSN a přitížením dopravou. V původním návrhu byla konstrukce posouzená jako prostá úhlová zeď s maximální šířkou základové desky 7,24 m (což je maximální šířka desky, kterou je možno realizovat v souvislosti se zachováním současně záporové stěny hloubených tunelových trub). Po propočtu bylo jasné, že takto navržená konstrukce nevyhoví ve smyslu celkové stability konstrukce. Předpokládané smykové plochy v podloží konstrukce vykazovaly stabilitu podle Bishopa v hodnotě 1,14 a podle Pettersona jen 0,95, to je hluboko pod požadovanou hodnotou 1,5. Pro zabezpečení stability konstrukce bylo nutno realizovat úpravy podzákladí. Z několika navržených možností (injektáž podzákladí, výměna podloží, sanace podloží, mikropilotový rošt, trysková injektáž, hlubinné zakládání na pilotách) byla vybrána alternativa s hlubinným zakládáním. Výsledná vnější stabilita konstrukce touto úpravou stoupla na hodnotu 2 podle Bishopa a 1,64 podle Pettersona.

Etapa 2. Statickým výpočtem byla posouzena vnitřní a vnější stabilita konstrukce. Vnitřní stabilitou konstrukce se rozumí případ, kdy potenciální smyková plocha prochází vyztuženou oblastí, vnější stabilitou případy posuzující chování bloku vyztužené zeminy jako celku co do možného posunutí, pootočení, únosnosti základové spáry, případně usmyknutí po smykové ploše, ležící mimo oblast výztuh.

Vnější stabilita. Při posuzování vnější stability se pohlíží na blok armované zeminy jako na kvazituhý, homogenní celek a únosnost základové spáry, stabilitu proti posunutí, pootočení nebo usmyknutí po smykové ploše, ležící za blokem armované zeminy posuzujeme obdobným způsobem jako u monolitických konstrukcí.

Vnitřní stabilita. Pod vnitřní stabilitou se rozumí odolnost vlastního bloku armované zeminy proti svému porušení. Aby k takovému porušení mohlo dojít, muselo by dojít buď k přetržení výztuh, nebo k jejich prokluzu v zemině. Odolnost výztuh proti přetržení je dána



Obr. 13 Model portálu v systému plaxis v etapě 2
Fig. 13 Portal model in the Plaxis system for Stage 2

Stage 2. The internal and external stability of the structure was assessed by a structural calculation. The inner stability of a structure is understood to be the case where a potential shear surface passes through the reinforced area, while the external stability is referred to when the behaviour of the reinforced block is being assessed in terms of the possible displacement, angular rotation, load-bearing capacity of the foundation base, or a shear failure along a shear surface lying outside the area of reinforcing grids.

External stability. When the external stability is being assessed, the reinforced soil block is considered to be a quasi-rigid, homogeneous mass and the load-bearing capacity, the stability against displacement, angular rotation or shear failure along a shear surface lying beyond the block of reinforced soil are assessed in a way similar to assessing of cast-in-situ structures.

Internal stability. Internal stability is understood to be the resistance of the reinforced soil block itself against failure. The condition for such a failure to originate would be either a rupture of the reinforcing geogrid or slipping of the geogrid within the soil. The resistance of a geogrid against rupture is given by the long-term guaranteed strength of the grid. When the shear strength of the contact between the geogrid and surrounding soil is to be determined, it is necessary to assume that the coefficient of friction between the grid and soil is equal to $\alpha \cdot \tan \varphi$, where φ is the angle of internal friction of the embankment soil and α is an extraction coefficient, which can be determined by means of a special testing apparatus. Measurement points were installed on the structure within the framework of the geotechnical monitoring, measuring actual deformations of the structure being backfilled. The measurement results were confronted with theoretical assumptions of the calculation. According to the measurement results, the maximum horizontal displacement of the structure at the highest point being measured was 20mm and the maximum subsidence of the structure was 6.5mm. These values are lower than the values determined by the calculation. This fact is a proof not only that the structural design was correct but also that the quality of contractor's work was good.

CONCLUSION

The greatest benefit of the design optimisation was the fact that the design helped the contractor to maintain high speed of the works. Owing to the possibility to keep the construction trench for the cut-and-cover tunnels open as long as possible, it was possible to transport the backfill material from the front end even during the concurrent work on Stages 1 and 3. The same applies to the concurrent construction of the SFB and the portal. The proposed technical solution improved the structural and operating properties of the works by the comprehensive waterproofing and drainage system and by eliminating negative effects of the monolithic, rigid connection of the portal wall with the lining of cut-and-cover tunnels. The construction process was also accelerated owing to the use of the precast capping piece, which eliminated the time losses caused by the necessity to install formwork for cast-in-situ capping at great height above the surface and, at the



Obr. 14 Foto z výstavby – stavební jáma a výztuž základové desky
Fig. 14 Photo from construction site – construction trench and foundation slab reinforcement

jejich dlouhodobou zaručenou pevností. Pro stanovení smykové únosnosti kontaktu mezi výztuhou a okolní zeminou je třeba uvažovat součinitel tření mezi výztuhou a zeminou roven $\alpha \cdot \tan \varphi$, kde φ je úhel vnitřního tření zásypové zeminy, α součinitel vytržení a je možno stanovit pomocí speciálního testovacího zařízení. Na konstrukci byly v rámci geotechnického monitoringu instalovány měřicí body pro měření skutečných deformací zaspávané konstrukce a výsledky měření byly konfrontovány s teoretickými předpoklady výpočtu. Podle výsledků měření byl maximální vodorovný posun konstrukce v nejvyšším měřeném místě 20 mm a maximální sednutí konstrukce 6,5 mm, což jsou hodnoty pod výpočtem stanovenými hodnotami a svědčí nejen o správném návrhu konstrukce, ale také o kvalitní práci dodavatele stavby.

ZÁVĚR

Hlavním přínosem optimalizace návrhu byla skutečnost, že návrh umožnil udržet vysoké tempo realizace stavby. Možnost udržet stavební jámu hloubených tunelů co nejdéle otevřenou umožnila její zpětné zavážení z čela i při současné realizaci etap 1 a 3. Totéž platí i pro souběžné budování objektu PTO a portálu. Navržené technické řešení zlepšilo stavebnětechnické a provozní vlastnosti díla systémem komplexní hydroizolace a odvodnění i eliminací negativních účinků monolitického tuhého spojení portálové stěny s ostěním hloubených tunelů. Stavební postup byl zrychlen také použitím prefabrikovaných říms objektu, což vyloučilo časové ztráty, které by byly způsobeny bedněním monolitických říms ve velkých výškách nad terénem při současně probíhajících pracích na stavebních objektech pod konstrukcí. Optimalizace návrhu nebyla samoúčelným krokem, ale byla reakcí na skutečně zastižené geotechnické podmínky na staveništi a požadavek investora na zkrácení doby výstavby.

Měnit koncepci až při realizaci je těžké jak z hlediska projednávání nového řešení, tak i času na projektování, ale výsledek se díky vstřícnému přístupu zhotovitele i investora vyplatil.

Investorem stavby je Ředitelství silnic a dálnic ČR, dokumentaci pro stavební povolení pro investora zpracoval řešitelský kolektiv pod vedením Pragoprojektu Praha a. s., realizaci zajišťuje Sdružení Vestec–Lahovice vzniklé z firem SKANSKA-DS, a. s., SKANSKA-BS, a. s., a ALPINE MAYREDER, a. s., realizační dokumentaci zpracovala firma IKP Consulting Engineers, s. r. o. Praha.

Dnes se již dá říci, že výsledkem společného snažení všech účastníků výstavby je úspěšná realizace jak portálové stěny, tak hloubených tunelů i budovy PTO. Z pozice uživatele tunelu si při jízdě autem sotva kdo uvědomí, co se za portálovou stěnou skrývá a co bylo nutné při její realizaci podstoupit. Reakce na skutečně zastižené podmínky je však údělem geotechniků. Tímto článkem se chceme o získané zkušenosti podělit i se čtenáři časopisu Tunel.

ING. JOZEF KURÁŇ, jozef.kuran@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.



Obr. 15 Foto z výstavby – proudový postup výstavby – etapa 1
Fig. 15 Photo from construction site – flow method of construction – Stage 1



Obr. 16 Foto z výstavby – pohled na dokončenou konstrukci
Fig. 16 Photo from construction site – view of the completed structure

same time, allowed the work on structures under the capping beam to continue concurrently. The design optimisation was not an autotelic step. It was the response to the actually encountered geotechnical conditions on site and the owner's requirement for reducing the construction time.

It is always difficult to change the concept of works as late as the project implementation stage, both in terms of approving a new solution and the time required for the designing work. But, thanks to the accommodating approach of the project owner and the contractor, the result paid.

The project owner is the Road and Motorway Directorate of the Czech Republic, the final design was carried out for the owner by a team headed by Pragoprojekt Praha a.s., the contractor is the Sdružení Vestec-Lahovice consortium consisting of SKANSKA-DS,a.s., SKANSKA-BS,a.s. and ALPINE MAYREDER, a.s., the detailed design was carried out by IKP Consulting Engineers, s.r.o. Praha.

Today we can already say that the result of the joint efforts of all parties to the project is the successful completion of the portal wall, cut-and-cover tunnels and the service facility building. From a tunnel user's point of view, hardly anyone will realise what is hidden behind the portal wall and what had to be suffered during the construction. The necessity to respond to actually encountered conditions is a lot of geotechnicians. Through this paper, we want to share our experience even with the TUNEL readers.

ING. JOZEF KURÁŇ, jozef.kuran@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

FOTOREPORTÁŽ ZO STAVBY TUNELA BÔRIK PICTURE REPORT OF BÔRIK TUNNEL EXCAVATION



Obr. 1 Zakladanie portálu pomocou veľkoprofilových pilôt
Fig. 1 Portal foundation by means of large-profile piles



Obr. 2 Začiatok razenia pilierovej štôlne
Fig. 2 Beginning of driving the pillar gallery



Obr. 3 Razenie pomocou vrtno-trhacích prác – navrtávanie čelby
Fig. 3 Drill-and-blast operations – the face drilling



Obr. 4 Razenie prebiehalo súčasne v oboch tunelových rúrach
Fig. 4 Driving operations were carried out simultaneously in both tunnel tubes



Obr. 5 Začistovanie spodnej klenby primárneho ostenia
Fig. 5 Scaling for the primary lining invert



Obr. 6 Sekundárne ostenie – armovanie bloku v hĺbenej časti
Fig. 6 Secondary lining – placing concrete reinforcement in the cut-and-cover section



Obr. 7 Betonáž vozovky pomocou Finišeru
Fig. 7 Casting concrete pavement by a paver

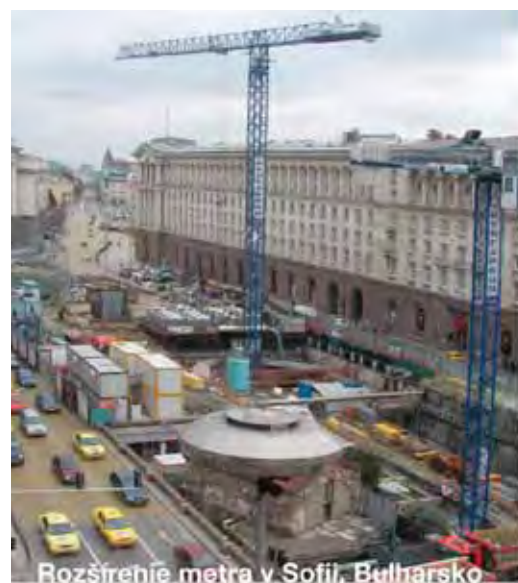


Obr. 8 Tunel pripravený na odovzdanie
Fig. 8 The tunnel prepared for being handed over



Obr. 9 Otvorenie tunela – strihanie pásky
Fig. 9 Tunnel opening ceremony – cutting the tape

inzerce



Rozšírenie metra v Sofii, Bulharsko



Železničný tunel Bibra, Nemecko



Cestný tunel Oshlid, Island

TuCon, a.s. realizuje dodávky stavebných prác v oblasti:

- › Výstavba a rekonštrukcia podzemných diel (diaľničné, cestné a železničné tunely)
- › Výstavba a rekonštrukcia inžinierskych stavieb (vodovody, kanalizácie, čistiare odpadových vôd)

TuCon, a.s.
Priemyselná 2, 010 01 Žilina

t +421 (41) 5115 411
f +421 (41) 5115 401
e-mail info@tucon.sk
www.tucon.sk



FOTOREPORTÁŽ Z PRORÁŽKY SEVERNÍHO TUNELU BLANKA V PRAZE DNE 12. LEDNA 2010 (zhotovitel: Metrostav a. s.)

PICTURE REPORT OF NORTHERN TUNNEL TUBE OF BLANKA TUNNEL BREAKTHROUGH, PRAGUE, 12 JANUARY 2010 (Contractor: Metrostav a. s.)



Obr. 1 Klapne to ... (radní Radovan Steiner a střelní mistr Vladimír Hynek před posledním odpalem)

Fig. 1 It's going to work (councilman Radovan Steiner and shotfirer Vladimír Hynek before the last firing)



Obr. 3 Blahopřejeme!

Fig. 3 Congratulations!



Obr. 5 Pracovníci Metrostavu a. s. v rozhovoru – zprava: Ing. Ivan Hrdina, výrobně-technický ředitel, Ing. Václav Soukup, ředitel divize 5 a stavbyvedoucí Stanislav Novotný

Fig. 5 Metrostav a. s. staff discussing – pictured right to left: Ing. Ivan Hrdina, Chief Operating Officer, Ing. Václav Soukup, Director of Division 5, and Stanislav Novotný, site agent



Obr. 2 Prorážka se podařila

Fig. 2 Breakthrough success



Obr. 4 Proražené kaloty severního tunelu se spojily v hloubce asi 35 m pod křižovatkou ulic Korunní a Jana Zajíce

Fig. 4 The NTT top headings broke through and met at the depth of about 35m below the intersection between Korunní and Jana Zajíce Streets



Obr. 6 Dokončený výlom tunelu

Fig. 6 Complete tunnel excavation

NA PAMÁTKU ING. JAROMÍRA ČÍŽKA, ODBORNÍKA NA PODZEMNÍ KONSTRUKCE A STATIKU ŽELEZOBETONOVÝCH STAVEB IN MEMORY OF JAROMÍR ČÍŽEK, CEng., EXPERT ON UNDERGROUND CONSTRUCTION AND STRUCTURAL ANALYSES OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Dne 21. ledna 2010 zemřel špičkový projektant, statik a tunelář, skvělý kolega a kamarád Ing. Jaromír Čížek. Narodil se 23. 9. 1933 v Příbrami. Vystudoval Fakultu inženýrského stavitelství Českého vysokého učení technického v Praze. Jako projektant v počátečních letech pracoval ve firmách Stavoprojekt a PPÚ a od založení firmy PÚDIS v roce 1966 působil převážnou dobu jako hlavní inženýr střediska 4. Zde se významně podílel na projektech spojených s výstavbou první trasy pražského metra, trasy IC, zejména spojených s výstavbou podzemních stanic Muzeum a Kačerov.

Další projekty související s podzemním stavitelstvím následovaly v podobě řešení Těšnovského tunelu (hloubený tunel mezi dnešním ministerstvem dopravy a pravým břehem Vltavy) a zejména s návrhem Strahovského automobilového tunelu (součást dnešního městského okruhu v Praze). Zde se již plně projevil jeho zkušenosti a schopnosti statika a tuneláře, které byly dále uplatněny v přípravě projektových prací na tunelu Mrázovka.

V roce 1993 odešel se svým dlouholetým spolupracovníkem Ing. Pavlem Maříkem do nově založené projekční kanceláře Ing. Pavel Mařík – inženýrské konstrukce, kde pokračoval v projektech na tunelu Mrázovka a dalších podzemních konstrukcích v Praze, např. podzemních garáží na náměstí Jana Palacha. Po ukončení činnosti této kanceláře se znovu vrátil do firmy PUDIS, a. s. Zde věnoval veškeré své zkušenosti a znalosti s neutuchajícím elánem až do posledních chvil svého života nové práci na městském okruhu v oblasti Myslbekova–Prašný most.

K jeho velkým přednostem patřilo, že dokázal zcela nezištně předávat své vědomosti a zkušenosti mladším kolegům, které dokázal vždy povzbudit a považoval je za zcela rovnocenné partnery. Nejen mně, ale všem spolupracovníkům bude chybět jeho laskavý přístup k lidem a jemný smysl pro humor.

ING. VÁCLAV KRCH, PUDIS, a. s.



Jaromír Čížek, CEng., a foremost designer, structural engineer and tunneller, a brilliant colleague and friend, died on 21st January 2010. He was born on 23rd September 1933 in Příbram. He graduated from the Czech Technical University in Prague with a degree in civil engineering from the Department of Civil Engineering. During the initial years he worked as a designer with Stavoprojekt and PPÚ and, after the foundation of PÚDIS in 1966, he worked for most of the time in the position of chief designer in Department 4. In this role he significantly participated in designs associated with the construction of the first line of the Prague metro, the Line IC, first of all designs associated with the construction of underground stations of Muzeum and Kačerov.

Other designs associated with the field of underground construction followed, in the form of the design for the Těšnov tunnel (a cut-and-cover tunnel between the present building of the Ministry of Transport and the right-hand bank of the Vltava River) and, first of all, the design for the Strahov automobile tunnel (part of the current Prague City Circle Road scheme). His experience and structural engineer's and tunneller's abilities, which had been fully proved during the above-mentioned work, were further exploited in the preparation of designs for the Mrázovka tunnel.

In 1993, he followed Ing. Pavel Mařík, his long-standing colleague, and entered a newly developed firm Ing. Pavel Mařík – Inženýrské Konstrukce, where he continued to work on designs for the Mrázovka tunnel and other underground structures in Prague, for example an underground car parking under Jana Palacha Square. When this designing office had terminated its activities, he returned to PUDIS, a.s. Here he dedicated, with unflagging enthusiasm, all his experience and know-how to new work on the City Circle Road in the area of Myslbekova Street – Prašný Most. This work was terminated by his death.

One of his great merits was the fact that he was able to selflessly pass his knowledge and experience on to younger colleagues and to encourage them, always considering them to be absolutely equal partners. Not only me, but all of his colleagues and workmates will miss his amiable approach to people and delicate sense of humour.

ING. VÁCLAV KRCH, PUDIS, a. s.

VÝROČÍ / ANNIVERSARIES

80 ROKOV DOC. ING. KOLOMANA V. RATKOVSKÉHO, CSc. DOC. ING. KOLOMAN V. RATKOVSKÝ, CSc., OCTOGENARIAN

Doc. Ing. Koloman V. Ratkovský, CSc. sa 26. februára 2010 dožíva vzácneho životného jubilea 80 rokov. Narodil sa v roku 1930 v Bratislave. Vyštudoval na Stavebnej fakulte Slovenskej vysokej školy technickej (SVŠT, dnes Slovenská technická univerzita STU) v Bratislave na odbore konštrukcie a dopravné stavby, ktorá sa mu stala po krátkom pôsobení na Traťovej dištancii ŽSR (1954–1956) i celoživotným pôsobiskom. V roku 1956 nastúpil na katedru dopravných stavieb, kam v tých časoch patrilo oddelenie podzemných stavieb, a neskôr už ako odborný asistent spolu s oddelením prešiel na súčasnú katedru geotechniky. Tam pôsobil až do odchodu do dôchodku v roku 1996. Titul kandidáta technických vied získal v roku 1971 a v roku 1979 sa habilitoval na docenta. Následne viedol viacero úspešných domácich, ale i zahraničných diplomantov. Počas svojej pedagogickej praxe vychoval nespočetné množstvo študentov denného štúdia, organizoval a prednášal v postgraduálnych kurzoch, domáciach i medzinárodných konferenciách. V pedagogickej, vedecko-výskumnej, odbornej, poradenskej a expertíznej činnosti sa zameriaval najmä na oblasť technológií razenia a hĺbenia tunelov, kde postupne získal povest' vynikajúceho odborníka známeho nielen doma, ale i v zahraničí. Za kvalitnú pedagogickú činnosť v roku 1990 bol ocenený zlatou medailou a v roku 2005 zlatou medailou Technickej univerzity, Fakulty BERG Košice.

O jeho bohatej odbornej praxi svedčia dodnes používané vysokoškolské učebnice, desiatky expertíz, posudkov a projektových úloh, ktorými výrazne ovplyvnil rozvoj a pokrok podzemného stavitelstva na Slovensku.



On the twenty sixth February 2010, Doc. Ing. Koloman V. Ratkovský, CSc. will live to see an infrequent anniversary, eighty years of age. He was born in Bratislava in 1930. He graduated from the Faculty of Civil Engineering of the Slovak Technical University (today the STU) in Bratislava, the Department of Civil Engineering and Traffic Structures, which became, after a short employment at the Track Division of Slovak Railways (1954 – 1956), the lifelong place of work for him. In 1956, he entered the Department of Traffic Structures, a part of which was the Underground Structures Section at that time. Later, already as an assistant professor, he changed over to the Department of Geotechnics, where he worked till his retirement in 1996. He got a Master Degree in technical sciences in 1971 and habilitated himself as a senior lecturer in 1979. During his teaching practice, he educated uncountable numbers of students and diplomates. Apart from full-time studies, he organised and lectured at post-gradual courses and domestic and international conferences. He focused his teaching, scientific-research, technical, consulting and expert activities first of all on the field of tunnel construction techniques, both mining and cut-and-cover, where he gradually established a reputation as an excellent expert, well known not only at home but also abroad. For his quality teaching he was awarded the Golden Medal of the SVŠT (today the Slovak Technical University in Bratislava) in 1990 and the Golden Medal of the Technical University, Faculty BERG in Košice in 2005.

The great wealth of his experience is proved by university textbooks, which have been used till now, tens of advisory and expert opinions and design tasks, through which he significantly influenced the development and progress of the underground construction industry in Slovakia.

Aktívne sa zúčastňoval či už ako riešiteľ konkrétnych úloh, posudzovateľ alebo expert prakticky pri všetkých dôležitejších podzemných stavbách, ktoré sa pripravovali a budovali na Slovensku v posledných desaťročiach. Známe je najmä jeho pôsobenie pri príprave bratislavského metra a pri výstavbe komunálnych štítovaných štôlní. V poslednom období bola veľmi prospešná jeho konzultačná a poradenská činnosť pri príprave a výstavbe prvých diaľničných tunelov na Slovensku.

Pôbil ako poradca a odborný konzultant pre investorské organizácie, stavebné firmy i štátne orgány, ktoré vždy radi využívali jeho odborné schopnosti, vedomosti i dlhoročné skúsenosti z projektov doma i v zahraničí.

Známe sú i jeho dlhoročné kontakty so zahraničnými profesijnými organizáciami, ale osobné a i priateľské vzťahy s mnohými poprednými odborníkmi z oblasti tunelového staviteľstva po celom svete. Tieto kontakty vždy využíval v prospech rozvoja tunelárstva na Slovensku. Zaslúžil sa o prijatie Slovenskej tunelárskej asociácie za národného člena do ITA-AITES. Ako dlhoročný funkcionár ITA-AITES bol v roku 2004 vyznamenaný medailou prezidenta ITA-AITES a v tom istom roku bol prijatý za čestného člena STA ITA-AITES.

I keď jubilant sa už dávno mohol tešiť zo zaslúženého odpočinku, prakticky ani na chvíľu po odchode do dôchodku neprestal pracovať a ako poradca a konzultant stál ďalšie desaťročie pri príprave a výstavbe tunelov na Slovensku.

Prajeme mu, aby mu jeho životný elán a jeho záujem o dianie v oblasti tunelového staviteľstva u nás i vo svete ešte dlho vydržali a k tomu mu prajeme mnoho zdravia, pohody a spokojnosti.

Komité štá ITA-AITES

He actively participated, either as a resolver of concrete tasks, assessor or an expert, virtually in all significant underground construction projects which were prepared and implemented in Slovakia during the past decades. Well known is first of all his collaboration on the planning for the Bratislava metro and on construction of municipal shield-driven galleries. Recently his consulting activities in the process of planning and construction of first motorway tunnels in Slovakia were very beneficial.

He acted as an adviser and expert consultant for investor organisations, construction firms and state authorities, which were always happy to be able to use his professional abilities, knowledge and long experience gathered in domestic and foreign projects.

His long-term contacts with foreign professional organisations as well as his personal and even friendly relationships with many prominent experts on tunnel construction all over the world are also well known. He has always used these contacts to the benefit of the development of the tunnel construction industry in Slovakia. He deserves credit for the admission of the Slovak Tunnelling Association as a member nation to the ITA/AITES. As a long-standing functionary of the ITA/AITES, he was awarded the ITA/AITES President's medal in 2004 and, in the same year, was adopted as an honorary member of the STA ITA/AITES.

Despite the fact that Mr. Ratkovský could have enjoyed the benefits of well deserved resting for many years, he has not ceased working for a short moment and has collaborated for other decades as an adviser and consultant on planning and construction of tunnels in Slovakia.

We are wishing him to maintain his vitality and interest in events in the field of underground construction in the Slovak Republic and abroad and to further enjoy great health, comfort and satisfaction.

STA ITA/AITES Committee

70 ROKOV ING. ALOJZA VODANSKÉHO ING. ALOJZ VODANSKÝ SEPTUAGENARIAN

Dňa 27. septembra roku 2009 oslávil 70 rokov života Ing. Alojz Vodanský, ktorého mnohí kolegovia poznajú ako projektanta – odborníka v oblasti podzemného staviteľstva. Jeho životné jubileum bolo dôvodom nášho priateľského stretnutia a zároveň príležitosťou na rekapituláciu jeho doterajšej projektovej činnosti za uplynulé roky.

Moje prvé osobné kontakty s jubilantom siahajú do 60. rokov, keď ako študent navštevoval moje prednášky z tunelov a podzemných stavieb. V ďalších rokoch pokračovali stretnutia pri odborných konzultáciách, stretnutiach na odborných tunelárskych podujatiach, exkurziách a táto spolupráca trvá prakticky až doteraz. Toto dlhoročné vzájomné poznanie ma oprávňuje chronologicky pripomenúť jeho pracovnú činnosť. Ing. Alojz Vodanský navštevoval v roku 1954–1957 v Bratislave Priemyselnú školu stavebnú, špecializácia dopravné stavby. Po ukončení stavebnej priemyslovky nastúpil v roku 1957 do projektovej organizácie Banské projekty na oddelenie dopravných stavieb. Ďalšie vzdelanie si doplnil diaľkovým štúdiom na Stavebnej fakulte SVŠT – odbor inžinierske konštrukcie, ktoré ukončil s vyznamenaním v roku 1967. Do prvých projektov sa zapájal v oddelení dopravných stavieb Banských projektov Bratislava, neskôršie v oddelení bansko-stavebnom na projektoch razených štôlní, kolektorov, tunelov apod. ako vedúci oddelenia. Počas svojej 50 ročnej projektantskej činnosti spracoval značné množstvo projektov, z ktorých prevažná časť bola realizovaná. Touto cestou dospel k poznaniu a získaniu rozsiahlych skúseností z realizácie podzemných diel rôzneho druhu.

Na začiatok jeho významných prác iste patrí účasť na projekte pražského metra trasy C1 Budejovické nám. – Kačerov, ktoré spracovávali Banské projekty Bratislava pre Metroprojekt Praha (1970–1972). Rád spomína na spoluprácu s Ing. Židlickým, Ing. Bittnerom, Ing. Gránom, Ing. Závorom, taktiež aj s Ing. Máchom (výstavba VD Želivka) a s pracovníkmi VKD Kladno.

Za najvýznamnejšiu podzemnú stavbu považuje výstavbu vodných prievádzčov prečerpávacej elektrárne Čierny Váh, ktorú možno charakterizovať ako začiatok nástupu NRTM a tunelárstva na Slovensku. Celá stavba bola veľmi rozsiahlym a náročným projektom s novými, progresívnymi metódami razenia podzemných objektov, obzvlášť pri razení šikmých prievádzčov, komunikačného tunela, revíznej štôlne, šikmého výťahu, krytu CO a ďalších, realizovaných v rokoch 1976–1983. Neobyklé technológie, dovrchné razenie predražok, striekaný betón, doprava pancierového potrubia DN 3800 mm, betonáž potrubia aj s injektážami boli v spolupráci s odborníkmi z Banských stavieb Prievidza zvládnuté vo výbornej kvalite, čomu nasvedčuje 36ročná bezporuchová prevádzka. Za túto prácu Ing. Vodanskému udelili štátne vyznamenanie za výstavbu.

Najrozsiahlejší projekt zabezpečoval ako hlavný inžinier projektu na stavbu tunela Branisko. Zložitá stavba prvého diaľničného tunela na



On 27th September 2009, Ing. Alojz Vodanský celebrated his 70th birthday. Many of his colleagues know him as a designer – an expert in the field of underground construction. This anniversary was the reason for us to meet our friend and, on that occasion, recapitulate the designing activities he was engaged in during past years.

My first personal contacts with Mr. Vodanský date back to the 1960s, when he attended my lectures on tunnels and underground structures as a student. In the following years, I met him further at technical consultations, professional events organised by tunnelers and excursions. This collaboration has endured practically till now. This long-standing relationship entitles me to remind us in a chronological way of his working activities. Ing. Alojz Vodanský attended the Technical College in Bratislava in 1954–1957, majoring in transport-related construction. After completing studies at the technical college, he entered Banské Projekty designing office, a department of transport-related structures. He complemented his education by distance learning at the Faculty of Civil Engineering of the Slovak Technical University, graduating with a first in 1967, majoring in civil engineering structures. He became involved in his first designs in the department of transport-related structures of mining projects. Later he worked for the department of mine structures, on designs for mined adits, utility tunnels, tunnels etc. in the position of the head of the department. During the 50 years of his working as a designer, he carried out plenty of designs, the majority of which was implemented. This fact significantly contributed to his gathering of knowledge and experience in executing underground constructions.

At the beginning of his career, he participated in an important project, working on the design for the Prague metro, Line C 1 from Budejovické Square to Kačerov, which was carried out by Banské Projekty Bratislava for the main designer, Metroprojekt Praha (1970–1972). He loves to remember the collaboration with Ing. Židlický, Ing. Bittner, Ing. Grán, Ing. Závor, but also with Ing. Mácha (development of the Želivka water scheme) and employees of VKD Kladno, a mine construction company.

He considers the construction of penstocks for the Čierny Váh pumped storage scheme as the most important underground construction. It can be characterised as the beginning of the NATM and tunnelling onset in Slovakia. The entire construction was a very large and demanding project, using new, progressive methods of driving underground structures, above all inclined penstocks, a communication tunnel, an inspection gallery, an inclined lift, a civil defence shelter and others, which were carried out in 1976–1983. Uncommon techniques, uphill pilot heading, sprayed concrete, transport of DN 3800mm tubes and casting of a concrete surround of tubes with grouting were completed in excellent quality in collaboration with professionals from Banské Stavby Prievidza. The 36-year operation without failures is the proof of it. For this work, Ing. Vodanský was awarded the Medal for Development.

The greatest design he ensured was for the Branisko motorway tunnel, where he worked in the position of the chief designing engineer. The complicated

Slovensku vyžadovala aplikáciu moderných metód razenia a budovania tunela, ale najmä jeho technologického vybavenia z hľadiska bezpečnosti dopravy a požiarnej ochrany.

Som rád, že môžem v mene kolegov z tunelárskeho kolektívu a v mene svojom, môjmu bývalému študentovi Ing. Alojzovi Vodanskému zaželať do ďalších rokov veľa síl a pevného zdravia, ale aj chuti a entuziazmu do ďalšej práce. Tak ako ho poznám, želim mu, aby aj naďalej oplýval schopnosťou rozvahy a kludu pri riešení problémov, ktoré prináša odborný, ale aj bežný život.

EMERITNÝ DOC. ING. KOLOMAN RATKOVSKÝ, CSc.

construction of the first motorway tunnel in Slovakia required modern excavation and tunnel construction methods, above all tunnel equipment providing safety of traffic and fire safety, to be applied.

I am happy that I can wish my former student Ing. Alojz Vodanský, on behalf of all colleagues from the team of tunnellers and on my behalf, lot of strength and sound health, but also desire and enthusiasm for further working, in the years to come. As I know him, I wish him to keep his ability to maintain composure and coolness when solving the problems which are brought about both by professional and common life.

DOC. EMERITUS ING. KOLOMAN RATKOVSKÝ, CSc.

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

KROK ZÁKONODÁRCE SPRÁVNÝM SMĚREM

(zamyšlení nad novelami zákona č. 183/2006 Sb.)

IMPORTANT CHANGE IN LEGISLATION IN THE CZECH REPUBLIC

The new Building Law No. 183/2006 Coll., which came into force on 1st January 2007, brought about serious problems for preparing underground construction projects. All owners of land or other properties above an underground structure being prepared became participants in the building permission proceedings. In the case of the efforts to obtain the building permission for the future about 24km long railway tunnel from Prague to Beroun, this decision would have related to approximately 4000 owners. Under such the legal condition, implementing underground linear structures would have become absolutely impossible because a single owner refusing to conclude respective agreements was a sufficient obstacle for the building authority to issue the building permit for the particular construction, because the builder would not be able to submit all documents required by the Building Law.

For that reason, owners of underground construction projects accepted with great relief two reviews of the Building Law No. 345/2009 Coll. and No. 379/2009 Coll., which have put the matter to a reasonable basis since the beginning of 2010. The approved reviews ceased requiring the builder to submit documents proving the expression of approvals of owners of the respective land plots in the cases where neither the function nor the structure of the underground workings to be implemented have no relationship with structures on the plot or with the operation on the plot and which cannot in any other way affect the use of the plot for the purpose the plot is intended for.

Na Nový rok 2010 a od 2. ledna 2010 vstoupily v účinnost dvě novely stavebního zákona č. 183/2006 Sb. a č. 379/2009 Sb. Tyto novely se bytostně dotýkají podzemních staveb, jejich přípravy a následné realizace. Obsah těchto novel není ve skutečnosti nijak rozsáhlý a paradoxně ani nový. Vrací se díky nim do našeho právního řádu norma, jež byla v upravené podobě jeho součástí 30 let, od roku 1976 do konce roku 2006. I přesto si ovšem troufáme tvrdit, že co se podzemních staveb týká, jde o krok správným směrem. Podstatou našeho tvrzení se zabývá následující článek.

Právo být vlastníkem pozemku nebo stavby na něm je jedním ze základních práv každého z nás a patří k základním kamenům současného společenského systému. Zatímco za feudalismu či socialismu se za neomezeného vlastníka pozemků považoval nanejvýš panovník nebo „pracující lid“, současný demokratický právní režim nepreferuje vlastnictví konkrétní skupiny osob před vlastníky jinými.

Ústavou zaručené neomezené vlastnictví je však současně omezeno totožným neomezeným vlastnictvím našich sousedů. Právo se z tohoto důvodu vždy muselo vyrovnávat s určitou schizofrenní situací, kdy na jedné straně mělo za úkol naše neomezené vlastnictví chránit, a na druhé straně je muselo zároveň omezovat jak v zájmu ostatních vlastníků, tak i v zájmu veřejném. Zákonné omezení vlastnictví ke stavbám a pozemkům ve veřejném zájmu je už od antického Říma spjata především s právem stavebním. Už tehdy se jednalo např. o povinnost zachovávat stanovený prostor mezi jednotlivými městskými stavbami, o povinnost dodržovat přípustnou výšku staveb, ctít pravidla pro bourání domů a mít povinnost udržovat pozemky sousedící s veřejnou cestou nebo břehem řeky. Rozvoj průmyslu v 19. století, ve „století páry“, byl spojen s řadou dalších zásahů do zásad neomezenosti pozemkového vlastnictví. Jednalo se zejména o řadu zákonů, umožňujících provoz a výstavbu veřejné infrastruktury, zahrnující v té době především dopravu železniční, a to včetně staveb podzemních.

Výjimku omezující práva vlastníků nemovitostí obsahovala i předchozí právní úprava stavebního zákona uveřejněná ve Sbírce zákonů pod číslem 50/1976 Sb. Ustanovení § 58 odst. 4 zahrnovalo speciální úpravu pro povolování podzemních staveb. Oproti ostatním stavbám neměl stavebník podzemní stavby povinnost stavebnímu úřadu prokazovat vlastnické nebo jiné užívací právo k pozemkům a stavbám, pod kterými byla podzemní stavba prováděna. To znamenalo, že vlastníci pozemků nad podzemní stavbou nebyli považováni za

účastníky stavebního řízení, a nikdo ani nevyžadoval jejich souhlas s prováděním stavby. Tuto úlevu v byrokracii bylo možno použít výlučně pro podzemní stavby, které funkčně ani svou konstrukcí nesouvisely se stavbami na pozemku ani s provozem na něm, a které ani jinak nemohly mít vliv na využití pozemku k účelu, pro který byl určen. Popsaná úleva v prokazování vlastnického práva byla využívána především stavebníky podzemních liniových staveb, tedy tunelů silničních, železničních, metra a kolektorů, tedy staveb prováděných mimo povrch dotčených pozemků.

PROBLÉMY SOUVISEJÍCÍ S NOVÝM STAVEBNÍM ZÁKONEM Č. 183/2006 SB. VE VZTAHU K PODZEMNÍM STAVBÁM

Od účinnosti nového stavebního zákona č. 183/2006 Sb., tedy od počátku ledna 2007 došlo ovšem k radikální změně. Moderně pojatý stavební zákon speciální úpravu pro povolování podzemních staveb od svého předchůdce do svých zákonných textů nepřevzal. Nehledě na nepřehlédnutelné odlišnosti podzemních staveb nový stavební zákon postavil na jednu úroveň stavebníky staveb podzemních se stavebníky realizujícími druhy staveb ostatních. Stavebníkům podzemních staveb uložil nově povinnost připojit k žádosti o stavební povolení doklady k pozemkům a stavbám na povrchu, do kterých jsou kolmo promítnuty vnější líce svislých konstrukcí podzemní stavby. Při detailnějším pohledu na věc se ovšem nová úprava ocitla v klíčovém konfliktu s pravidly racionality spočívající v tom, že vydání stavebního povolení podmínila souhlasem i od těch vlastníků, jejichž vlastnická práva nemohla být podzemní stavbou nijak dotčena či omezena.

Vznikla tím komicky absurdní situace. Právní úprava, jejíž hlavním účelem měla být modernizace, zrychlení a zjednodušení stavebního řízení, legalizaci podzemních staveb vrátila nejméně o tři desítky let nazpět a navíc ji výrazným způsobem zkomplikovala. Nová úprava zásadně upřednostnila ochranu vlastnictví jednotlivce na úkor veřejně prospěšných staveb podzemní infrastruktury.

Spravedlnost v přístupu zákonodárce ke všem vlastníkům pozemků souvisejících s podzemní stavbou se paradoxně projevila v diskriminaci veřejného zájmu. Vlastníci pozemků nacházejících se v průmětu nad tunelem, jehož výstavba pro ně zpravidla neznamenala žádná omezení, se účastníky stavebního řízení stát museli, zatímco veřejný zájem např. na zkvalitnění dopravní infrastruktury byl zcela opomenut.

Povinnost získávat vlastnická nebo obdobná práva k těmto pozemkům nadbytečně zatěžovala jak stavebníka, tak i příslušného vlastníka pozemku či stavby. Dalším vedlejším účinkem, pravděpodobně nepředpokládaným zákonodárci, byla skutečnost, že tato situace dala do ruky osobám účelově zneužívajícím proces schvalování veřejně prospěšných staveb účinný nástroj jak tento proces paralyzovat a prodlužovat. Zvláště v případech podzemních staveb připravovaných v městských aglomeracích, kdy každá budova v průmětu nad tunelem může mít v případě činžovního či panelového domu i desítky spoluvlastníků, by se realizace podzemních staveb s ohledem na přirozený přírůstek či úbytek obyvatel jakožto jednotlivých spoluvlastníků de facto zastavila.

Původní dík stavebního zákona č. 183/2006 Sb., před účinností shora uvedených novel č. 345/2009 Sb. a č. 379/2009 Sb. byla komplikována jak příprava pokračování trasy A pražského metra v úseku Dejvická–Motol, tak i stavby III. tranzitního železničního koridoru, jejichž spolufinancování je zajištěno z Fondu soudržnosti Evropské unie (Operační program Doprava). Jednalo se o cca 4 km dlouhý tunel v úseku Rokycany–Plzeň a cca 24 km dlouhý tunel v úseku Praha–Smíchov–Beroun.

Na konkrétním příkladu připravovaného železničního tunelu Ejovice nacházejícího se mezi Plzní a Rokycany si ukážeme, že povinnost uloženou novým stavebním zákonem v ustanovení § 110 odst. 2 písm. a) zákona č. 183/2006 Sb. nebyl v podstatě stavebník shora uvedeného železničního tunelu schopen

naplnit. A to už jen z toho důvodu, že část vlastníků pozemků nacházejících se v průmětu nad tunelem vůbec na výzvy stavebníka uzavřít s nimi dvoustranný smluvní vztah požadovaný novým stavebním zákonem vůbec nereagovala, a to ani na opakované výzvy. Je nutné podotknout, že v případě železničního tunelu Ejovice, tedy podzemní stavby nedotčené městskou zástavbou, byl stavebník povinen odkoupit či zřídit věčné břemeno, či jiné právo založené smlouvou u 132 pozemků, pod nimiž by měl tunel vést, jež byly ve vlastnictví 179 vlastníků.

V případě snahy o získání stavebního povolení tunelu z Prahy do Berouna by se tato situace týkala již cca 4000 vlastníků. Za takového právního stavu by se realizace uvedených podzemních liniových staveb stala zcela nemožnou, neboť stačil i jeden vlastník odmítající uzavřít shora citované smlouvy a stavební úřad by stavební povolení pro konkrétní stavbu nevydal, neboť by stavebník nedoložil všechny dokumenty požadované stavebním zákonem.

Důsledkem zachování předešlé právní úpravy bylo riziko neudělení stavebního povolení, které by kromě případného nedokončení již shora citovaného III. tranzitního železničního koridoru vedlo rovněž k nevyčerpání 60 mld. korun z fondů Evropské unie, určených pro tyto stavby, a dále k povinnosti vrátit 20 mld. korun získaných pro zbývající stavby, neboť tento III. tranzitní železniční koridor je pojímán z pohledu Evropské unie jako jeden celek.

NÁPRAVA NEÚNOSNÉHO STAVU NOVELAMI STAVEBNÍHO ZÁKONA Č. 345/2009 SB. A Č. 379/2009 SB.

Přijaté novely stavebního zákona pro případ, kdy mají být realizovány podzemní stavby, jež funkčně ani svou konstrukcí nesouvisí se stavbami na pozemku ani s provozem na něm a které ani jinak nemohou mít vliv na využití pozemku k účelu, pro který je tento pozemek určen, upouští od povinnosti stavebníka předkládat doklady prokazující souhlasný projev vlastníků dotčených pozemků. Tento krok je oproti právní úpravě obsažené v předchozím stavebním

zákoně č. 50/1976 Sb. omezen pouze na veřejně prospěšné stavby definované ustanovením § 2 písm. l) stávajícího stavebního zákona.

Nové znění stavebního zákona také dále omezuje možné účelové zneužívání zákonného požadavku ze strany vlastníků dotčených pozemků s cílem získat na stavebníkově finanční prospěch, ačkoli omezení ve sféře svého vlastnického práva provedenou stavbou nijak nepociťují. Přijatá novela však současně ponechává vlastníkům uvedených pozemků účastenství v územním a stavebním řízení a respektuje účel využití pozemků a chrání tak případné budoucí využití pozemků k účelům, ke kterým jsou určeny; nedochází tedy k omezení práv vlastníků těchto pozemků.

Dalším kladem nové právní úpravy podzemních staveb bude pozitivní dopad na veřejné rozpočty, neboť dojde k rozsáhlému omezení požadavků na výkup nemovitostí či zřizování věcných břemen. Tato změna právní úpravy je vítaná i podnikatelskými subjekty zabývajícími se projekcí či realizací podzemních staveb.

ZÁVĚR

Na závěr by bylo vhodné poděkovat všem, kteří se na přijetí shora uvedených novel stavebního zákona podíleli, ať se jednalo o poslance a senátory Parlamentu České republiky, pracovníky příslušných ministerstev (Ministerstvo dopravy ČR a Ministerstvo pro místní rozvoj ČR) nebo o pracovníky odborných společností zabývajících se projekcí, inženýringem či realizací podzemních staveb. V neposlední řadě je na místě poděkovat vedoucím pracovníkům Stavební správy Plzeň, organizační jednotce Správy železniční dopravní cesty, státní organizace, kteří podstatnou měrou přispěli k tomu, že nová právní úprava podzemních staveb byla přijata a stala se opět součástí právního řádu České republiky.

Mgr. DAVID HRUŠKA, david.hruska@metrostav.cz,
METROSTAV a. s., Divize 5

Mgr. PETR HOCKÝ, Stavební správa Plzeň,
SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY, s. o.

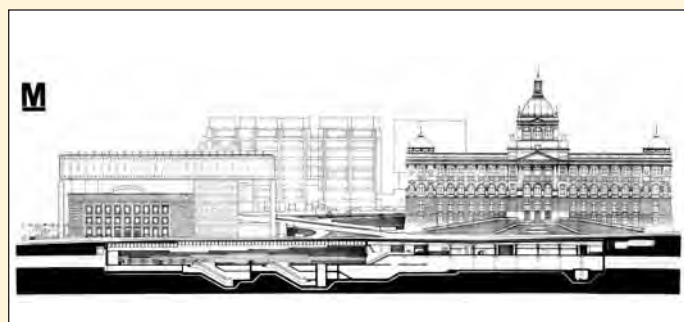
VZPOMÍNKA NA ARCHITEKTONICKÉ ŘEŠENÍ JEDNÉ Z PRVNÍCH STANIC PRAŽSKÉHO METRA REMINSCE OF THE ARCHITECTURAL DESIGN OF ONE OF THE FIRST STATIONS OF THE PRAGUE METRO

Prague's residents could recently realise that 35 years have passed since the first section of the Metro Line C was brought into service. In their contribution, Ing. Arch. Ján Špičák (the author of the architectural design for Muzeum station) and RNDr. Radovan Chmelář, Ph.D., mention the design for stations on this route and deal in a more detailed manner with the planning of Muzeum station, which lies in the downtown, in the upper part of Wenceslas Square.

K nedávnému 35. výročí otevření 1. úseku trasy C pražského metra je vhodné si se špetkou nostalgie připomenout několik momentů ze zpracovávání architektonického řešení prvních stanic metra tak, jak na přelomu šedesátých a sedmdesátých let 20. století vznikaly.

Z prvních stanic metra se detailněji zmíníme o stanici Muzeum, která je nejen svým umístěním na Václavském náměstí již v široké veřejnosti vžitou kulisou každodenního života.

Projektový ústav dopravních a inženýrských staveb (PÚDIS) byl tehdy autorem čtyř z celkového počtu devíti stanic 1. úseku trasy C pražského metra. Každá z nich má jiný charakter, jiné architektonické ztvárnění. Jednak je to tedy 1. realizovaná stanice metra Hlavní nádraží, zakomponovaná těsně pod úroveň odbavovací haly ČSD ze 70. let. Dále pak přestupní stanice Muzeum, povrchová stanice Vyšehrad (dříve Gottwaldova) – umístěná na jižním konci Nuselského mostu a samozřejmě i tehdejší konečná stanice trasy C stanice Kačerov. Stanice Vyšehrad je stanicí s překrásnými panoramatickými výhledy na centrum Prahy – jak z prosklených stěn stanice, tak i dvou vyhlídkových teras – atrií, které stanici obklopují. Stanice Kačerov je zase stanicí s objemným vestibulem (pojednaným jako odbavovací hala) a pavilonem obchodní vybavenosti, které dohromady obepínají pergoly nástupišť autobusových linek.



Obr. 1 Podélný řez stanicí Muzeum na trase C

Fig. 1 Longitudinal section through Muzeum station on the Line C

Především v 70. letech 20. stol. byla tato stanice terminálem s velmi silným přestupem na návaznou autobusovou dopravu do nových pražských sídlišť. Další stanice na 1. úseku trasy metra C projektovaly v té době SUDOP a Interprojekt.

Nutno konstatovat, že zkušenosti s přípravou této mimořádné investice, jako bylo v té době metro, byly minimální. „Znali jsme z dostupné literatury především metra z míst bývalého SSSR, řada z nás projektantů tato města navštívila. Další inspirací bylo vídeňské metro. I když se do západních zemí složitě vycestovávalo, přesto se některým z nás podařilo systémy podzemních drah v západoevropských zemích poznat. Na našich cestách jsme navázali řadu odborných kontaktů, měli jsme při prohlídce vždy doprovod provozovatelů místního metra včetně odborného výkladu. Navštívili jsme dodavatelské organizace (např. společnost Züblin) a dodavatele technologie společnost Beck & Henkel, tehdy známého dodavatele eskalátorů.“

Architektonické návrhy prvních realizovaných stanic metra se vyvíjely spolu s vývojem koncepce pražského metra. Původní koncept pražské podpovrchové tramvaje, jejíž generálním projektantem se v roce 1966 stal právě pro ni vzniklý Projektový ústav dopravních a inženýrských staveb (PÚDIS), se rozhodnutím vlády v srpnu 1967 výrazně změnil v podzemní dráhu na principu metra. Generálním projektantem metra se poté stal SUDOP.

Změna koncepce se podepsala i na prvních stanicích metra. Zatímco stanice Hlavní nádraží dodnes vypovídá o tom, jak vypadá jedna ze stanic podpovrchové tramvaje, u další ze stanic, především u přestupní stanice Muzeum, muselo dojít k výraznému přepracování původních projektů.

Architektonické řešení stanice podpovrchové tramvaje Muzeum totiž vycházelo z původního konceptu tzv. podpovrchové tramvaje (PTT) včetně úrovněvého přestupu mezi jednotlivými trasami. Při změně koncepce došlo logicky i ke změnám stavebního, dispozičního i architektonického řešení této stanice.

Po změně podzemní tramvaje na podzemní dráhu – metro byly prostory stanice Muzeum umístěny pod dnešní křižovatkou před Národním muzeem. Stanice Muzeum má dnes tři podzemní podlaží (obr. 1). Podlaží podpovrchového vestibulu (na svou dobu s rozsáhlou obchodní částí) a šesti výstupy do městské úrovně, podlaží samotných nástupišť a podlaží pomocných prostorů, které zůstává až na přestupní části cestujícím ukryto. Dispoziční řešení stanice metra Muzeum je koncipované tak, že z úrovně parteru nad prostorem stanice (Václavské náměstí s objekty zejména Národního muzea a objektů dalších) je vstup do vestibulové a podchodové části stanice. Vestibul je prostorově propojen s nižší úrovní nástupiště stanice přes prosklenou stěnu. Cestující již z vestibulové části mohou vnímat provoz stanice včetně příjezdů a odjezdů vlakových souprav metra (obr. 2).

Povrch stěn interiéru, jak nástupiště, tak vestibulové části včetně výstupových chodů se schodišť a eskalátory, jsou z kamenných obkladů. Pokud jde o barevné ladění, jedná se o tóny světlešedé a tmavošedé na nástupišti a ve vestibulu, výstupové chodby mají povrchy bílé. Kamenná dlažba podlah je



Obr. 2 Návrh interiéru stanice Muzeum – pohled z vestibulu stanice
Fig. 2 Muzeum station interior design – viewed from the station concourse



Obr. 3 Návrh interiéru stanice Muzeum – pohled z nástupiště metra
Fig. 3 Muzeum station interior design – viewed from the metro platform

v neutrální barvě šedé. Barva hliníkových lamel podhledů se svítidly je šedá, sloupy ve vestibulu mají povrch v barvě černé. Patky a hlavice sloupů a další konstrukční prvky, které se pohledově uplatňují, jsou obloženy nerezovým plechem. Navržené neutrální barvy povrchů dávají vyniknout prvkům informačního systému, důležitého zejména v podzemí pro pohyb a orientaci cestujících. Na bočních stěnách nástupiště s kamenným obkladem je navržen ustupující mozaikový motiv v celé délce nástupiště (obr. 3), respektující členění ustupujícího stropu. Takto pojedený prostor nástupiště je při vstupu z úrovně vestibulu vnímán zmíněnou dělicí prosklenou stěnou. Prostor vestibulu, jak již bylo řečeno, tak přímo souvisí s rozsáhlým nástupištěm. Vedle navržené obchodní vybavenosti jsou ve vestibulu zakomponovány i vitríny využívané pro propagaci sbírek blízkého Národního muzea.

Málo známou skutečností je, že ve vybraném prostoru přístupném z vestibulu stanice byla navržena a realizována tzv. reprezentační místnost, která sloužila potřebám tehdejšího generálního ředitele DP hl. m. Prahy pro jednání a přijímání odborných návštěv, neboť po zahájení provozu 1. úseku trasy C metra se stala součástí návštěvy hl. města i prohlídka tohoto nového systému městské hromadné dopravy. Hledala se možnost, jak tyto návštěvy delegací za doprovodu představitelů města „ukončit“ v odpovídajících prostorách. Pro tyto účely byl vybrán prostor přístupný z vestibulu stanice a vhodný pro dispoziční úpravu a zřízení tehdy tzv. reprezentační místnosti. Po dokončení projektu a následné realizaci rozsáhlých několikaúrovňových prostor stanice Muzeum přišla tedy jaksi navíc zajímavá úloha doplnění této stanice. V zadání návrhu reprezentační místnosti byly požadavky univerzálního využití adaptovaného



Obr. 4 Reprezentační místnost přístupná z vestibulu stanice Muzeum
Fig. 4 Representation room accessible from the Muzeum station concourse

prostoru se zázemím pro zasedání, příležitostné stolování a uspořádání přednášek s promítáním. Návrh reprezentačních prostor včetně fotodokumentace (obr. 4) její realizace se dodnes zachovaly. Součástí navrženého interiéru byla i stěna s kolekcí olejomalb tehdejšího náměstka primátora J. Kiliána.

Toto je krátké připomenutí jednoho z období příprav projektu a realizace prvních stanic pražského metra. Od této doby uplynulo téměř 40 let. Z dnešního pohledu se jeví první stanice metra na trase C již jako všední, ale dodnes z nich dýchá atmosféra konce 60. let 20. stol. a pro všechny, kteří se na nich podíleli, znamenají zajímavou profesní etapu v jejich životě a práci, na kterou rádi vzpomínají.

ING. ARCH. JÁN ŠPIČÁK
(zpracovatel architektonického řešení stanice Muzeum),
jan.spicak@pudis.cz, PUDIS, a. s.,
RNDr. RADOVAN CHMELAR, Ph.D.,
radovan.chmelar@pudis.cz, PUDIS, a. s.

NAŠE STOPA V BARCELONĚ CZECH TRACE IN BARCELONA

In 2009, Subterra, a. s., a Czech company, participated, in the form of technical aid and site supervision, in the implementation of an interesting tunnelling construction in Barcelona. The construction comprised undersea driving of a cooling-water supply tunnel for Port Forum thermal power-station, which is found in the premises of a municipal port. The tunnel was driven using the ISEKI Unclemole TCP 2845/3020 microtunnelling system for the main contractor, the Spanish company Acciona.

V roce 2009 se Subterra, a. s., podílela formou technické pomoci a stavebního dozoru na realizaci velmi zajímavého raženého díla v Barceloně.

Šlo o podmořskou ražbu chladicího vodního tunelu pro tepelnou elektrárnu Port Forum, nacházející se v prostorách městského přístavu. Ražba se prováděla mikrotunelovacím systémem ISEKI Unclemole TCP 2845/3020 a hlavním zhotovitelem stavby byla španělská firma Acciona.

Na základě tří průzkumných vrtů a granulometrických zkoušek se předpokládala ražba v píscích s 25% obsahem siltu. Předpokládaný max. tlak spodní vody 1,6 bar. Celý profil ražby včetně nadloží se nacházel ve vodonosném horizontu s napjatou vodou. Nadloží ražby bylo 13–4 m, nižší hodnoty nadloží se týkaly ražby v mořském dně. Skutečnost jako vždy byla jiná, dokonce se procházelo navážkami, antropogenními vrstvami čili smetištěm, a to prosím v hloubce cca 13 m! Ale převažoval šedý písek s určitě větším podílem siltu nežli 30%, díky nasazení centrifugy to ale pro stroj nepředstavovalo problém.

Původní projektovaná délka ražby 503 m, úpadní ražba, úklon min. 2 %. Osa ražby, která byla původně projektována kolmo na Head Wall, byla asi o 5 stupňů změněna. Tlačné potrubí železobeton OD 3000/ ID 2500, délka 3800 mm, vybaveno kloubovými ocelovými úchyty v betonovém plášti. Tyto se zamazávaly při zatlačení vodotěsnou maltou SIKA.



Obr. 1 Pohled do šachty s mikrotunelovacím strojem ISEKI Unclemole CTP
Fig. 1 View down the shaft with ISEKI Unclemole CTP microtunnelling machine

Pro ražbu byl zvolen mikrotunelovací stroj firmy ISEKI Unclemole model TCP 2845/3020. Číslo 3020, které značí vnější průměr, není originální označení stroje, plášť byl opakovaně zvětšen pro potrubí vnějšího průměru 3000 mm. Zpětně lze konstatovat, že typ byl zvolen správně, přes veškeré problémy nedošlo k jeho zastavení z důvodu totálního ucpání či zavalení čelby a ražbu ve zvodnělých píscích zvládal výborně.

Zajímavostí barcelonského projektu bylo, že stroj nedojížděl do cílové jámy, ale byl vytažen z mořského dna.

Stroj vyrazil celkem 331 m s průměrným postupem 6,5 m za den. Vzhledem k tomu, že tlačné síly už v té době značně překračovaly projektované hodnoty, bylo dohodnuto o zkrácení tunelu, který má sloužit k chlazení odtokových vod z elektrárny. S touto alternativou se od počátku tak trochu počítalo, a i proto byla zvolena netradiční koncepce ukončení ražby v mořském dně.

Projekt přinesl do Subterra, a. s., řadu zajímavých poznatků o podzemním stavitelství ve světě jak z pohledu technického, tak i z pohledu organizace práce, pracovního nasazení, atp. Jednoznačným závěrem je, že se v ČR na naše tunelové stavby určitě nemusíme stydět.

ING. KAREL FRANČZYK, Ph.D., SUBTERRA, a. s.

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

OZNÁMENÍ

CRUSTAL ROCK STRESS

Ústav geoniky AV ČR v Ostravě pořádá ve dnech 13.–16. září výukový kurz Crustal rock stress (Napětí v zemské kůře), který se bude zabývat problematikou napětí v horninovém masivu.

Hlavními zahraničními lektory jsou:

- **Ove Stephansson** (GFZ Potsdam, Německo)
Inženýrská geologie a mechanika hornin se specializací na napětí v horninách a jeho měření
- **Arno Zang** (GFZ Potsdam, Německo)
Geofyzika se zaměřením na mechaniku porušování hornin a stanovení napětí jádrových vzorků z hlubokých vrtů
- **Yuzo Obara** (University of Kumamoto, Japonsko)
Geotechnika zaměřená na napětí v horninách a jeho měření, jakož i vlastnosti hornin ovlivněné jejich mikrostrukturou

Kurz bude veden v angličtině. Účastníci obdrží knihu Stress Field of the Earth's Crust od Arno Zang a Ove Stephansson Springer Netherlands (2010) ISBN 978-1-4020-8443-0 (Print) 978-1-4020-8444-7 (Online) 322 pp. a DVD s 17 video přednáškami.

Cena při zaplacení do 15. 5. 2010 / později:

Studenti 280/330 eur
Pracovníci univerzit a vědeckých institucí 330/380 eur
Ostatní 380/430 eur
Podrobnosti a přihlášky na <http://www.ugn.cas.cz/link/crs10>
Eva Dudkova
crs@ugn.cas.cz

ANNOUNCEMENT

CRUSTAL ROCK STRESS

The Institute of Geonics AS CR, v.v.i. in Ostrava will hold a training course on Crustal Rock Stress on 13th through 16th September 2010. The topic of the course comprises problems of stress in rock mass.

The following principal lecturers will be present:

- **Ove Stephansson** (GFZ Potsdam, Germany)
Engineering geology and rock mechanics, specialised in rock stress and rock stress measurements
- **Arno Zang** (GFZ Potsdam, Germany)
Geophysics centred on the mechanics of rock failure and the determination of stress on core samples from deep boreholes
- **Yuzo Obara** (University of Kumamoto, Japan)
Geotechnics centred on rock stress and rock stress measurements, as well as properties of rocks affected by their microstructures

The course will be conducted in English. The attendees will receive a book: "Stress Field of the Earth's Crust" by Arno Zang and Ove Stephansson, /Springer Netherlands (2010) ISBN 978-1-4020-8443-0 (Print) 978-1-4020-8444-7 (Online) 322 pp. and a DVD containing 17 video lectures.

The attendance fee, when paid not later than 15 May 2010 / later:
Students EUR 280/330
Employees of universities and scientific institutions ...EUR 330/380
OthersEUR 380/430

Details and registration forms are available on web page
<http://www.ugn.cas.cz/link/crs10>
EvaDudkova, crs@ugn.cas.cz

Pražské geotechnické dny 2010

Pořádají ARCADIS Geotechnika a. s. a Čas výbor MZZS
ve spolupráci s ČGtS a s patronací ÚTAM AV ČR
v budově Akademie věd ČR, Praha 1, Národní třída 3

PONDĚLÍ 24. KVĚTNA 2010

DOPOLEDNÍ PROGRAM

Odborný seminář:

Pilotové zakládání staveb

Náplní semináře budou následující témata:

- nové trendy v technologii pilotového zakládání
- průzkum pro pilotové zakládání
- moderní metody zkoušení pilot
- příklady zakládání na pilotách
- využití pilotových základů při sanaci staveb

ODPOLEDNÍ PROGRAM**18. Pražská geotechnická přednáška****The Piled Raft Foundation for the Burj Dubai - Design and Performance**

Prof. Harry Poulos, Senior Principal, Coffey Geotechnics, Australia

Předání ceny akademika Quido Záruby pro mladé inženýrské geology a geotechniky

Vystoupení oceněného geotechnika

ÚTERÝ 25. KVĚTNA 2010**DOPolední PROGRAM****Workshop: Rizika navrhování a provádění pilotových základů**

Úvodní přednáška:

Defects in Piles – Effects and Remedies

Prof. Harry Poulos, Senior Principal, Coffey Geotechnics, Australia

Témata workshopu:

- přínos Eurokódu
- přístupy k navrhování pilotových základů
- příklady chybného založení

Kontaktní adresa:

ARCADIS Geotechnika a. s., Ing. M. Frombergerová,
 tel.: 234 654 101, fax: 234 654 102, e-mail: sekretariat@arcadisgt.cz, web: www.arcadisgt.cz



AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA**MĚSTSKÝ OKRUH MYSLBEKOVA–PELC-TYROLKA****TUNEL ŠPEJCHAR–PELC-TYROLKA (KRÁLOVSKÁ OBORA)**

Ražba STT a JTT probíhá podle harmonogramu. Navzdory omezení prací vlivem zákazu hlučných operací v nočních hodinách od 22.00 do 7.00 se podařilo 12. 1. 2010 slavnostně prorazit kalotu STT. Práce na ražbě kaloty JTT pokračují v místě křížení s propojovacím větracím kanálem SO 04, který bude ražen pod oběma tunelovými troubami s nulovým nadloží. Z tohoto důvodu je při ražbě STT a JTT prováděno zesílené primární ostění tl. 450 mm se systémovým radiálním svorníkováním IBO R32 dl. 12 m, což má za následek zpomalení denních výkonů. I přes tyto komplikace při ražbě bude termín prorážky JTT 16. 2. 2010 dodržen.

Současné jsou dokončovány ražby opěrky a dna obou tunelových trub a rozraženy propojky TP B12 a 13.

V lednu 2010 byly zahájeny práce na ražbách vzduchotechnických objektů. K dnešnímu dni je vyraženo 54 m kaloty dvoupruhového profilu TGC 4 a zahájeny práce na rozšíření na profil strojovny VZD s plochou výrubu kaloty 110 m². Zároveň je vyraženo 43 m kaloty a opěrky propojovacího větracího kanálu SO 03.

V souběhu s ražbami je prováděno definitivní ostění, k dnešnímu dni je zabetonováno celkem 1156 m spodní klenby (97 sekcí) a 1095 m horní klenby (92 sekcí) JTT a 445m spodní klenby (37 sekcí) STT.

TUNEL MYSLBEKOVA–PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE)

Po Novém roce 9. 1. 2010 byla zahájena ražba JTT ze stavební jámy Myslbekova. S ohledem na podmínky stavebního povolení (povolený maximální pokles o velikosti 60 mm) byla ražba zahájena svislým členěním, které bude realizováno minimálně v délce 50 m, poté (v případě uspokojujících geodetických měření) bude změněn způsob pobírání rovněž na horizontální. V každém případě však bude uzavřen celý profil tunelu v prvních 35 metrech od portálu.

Ražba STT zahájena 9. 10. 2009 (až dosud vedena výhradně horizontálně) mezitím výrazně postoupila a na konci ledna bylo vyraženo celkem 228,10 m. Geologické zařazení se přitom pohybovalo střídavě v kategoriích TT5a a TT4. Vzhledem k tomu, že směrem ke stavební jámě Prašný most se bude geologická skladba (s ohledem na snižující se skalní nadloží tunelu) zhoršovat, je jen otázkou času, kdy bude horizontální členění převedeno na členění svislé.

THE CZECH REPUBLIC**MYSLBEKOVA-PELC-TYROLKA SECTION OF THE CITY CIRCLE ROAD****THE ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA TUNNEL (KRÁLOVSKÁ OBORA)**

The excavation of the NTT and STT has continued according the construction schedule. Despite work restrictions resulting from a ban on noise generating operations during the night-time, from 10 p.m. to 7 a.m., tunnellers managed to celebrate the breakthrough of the NTT top heading on 12/01/2010. The work on the STT top heading continues at the location where the tunnel is crossed by the ventilation connection duct SO 04, which will be driven under both tunnel tubes, with the overburden height equal to zero. For this reason, the NTT and STT excavation is carried out using a primary lining with the thickness increased to 450mm and a system of 12m long IBO R32 radial bolts. This change caused a reduction in the daily advance rates. Despite these complications encountered during the excavation work, the STT breakthrough deadline of 16/02/2010 will be met.

At the same time, the bench and bottom excavation is being finished at prescribed distances in both tunnel tubes, and stubs of cross sections TP B12 and 13 have been excavated.

February 2010 saw the work on the excavation for ventilation structures to commence. At present, 54m of the top heading of the TGC 4 service facility have been completed and the work on enlarging of the profile to the ventilation plant room (excavated cross-section of 110m²) started. At the same time, 43m of ventilation duct SO 03 top heading and bench excavation have been completed.

The final lining is being erected concurrently with the excavation operations. At present, the casting of 1,156m of the invert (97 blocks) and 1095m of the upper vault (37 blocks) has been completed in the NTT.

MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE) TUNNEL

The excavation of the STT started from Myslbekova construction trench after the New Year's Day (09/01/2010). Taking into consideration the conditions of the building permit (maximum permitted subsidence of 60mm), the excavation commenced using a side-drifts-and-central-pillar (the so-called vertical) sequence, which will be applied to the minimum length of 50m. Then, if the survey results are satisfactory, the excavation sequence will be switched to a top heading, bench and invert system (the so-called horizontal sequence). In any case, the tunnel profile will be completely closed along the initial 35m section behind the portal.

The NTT excavation started on 09/10/2009 (till now using solely the horizontal sequence). Since then it has significantly advanced; as of the end of January, a total length of 228.10m has been finished. The rock mass rating classes varied from TT5a to TT4. Because of the fact that the geological conditions will worsen in the direction of the Prašný Most construction trench (with respect to the diminishing

TUNEL STAVBY 514 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

Provádění stavební části tunelu se chýlí ke konci. V obou tunelových rourách je dokončena cementobetonová vozovka. Zbývá dokončit rozplety trubních řadů před portály.

Letošní zima stavbařům nepřeje, a proto se stále ještě čeká na lepší počasí k dokončení nátěrů vnitřního líce ostění v souběhu s montáží technologie tunelu, k dokončení větracího komínu strojovny vzduchotechniky u Lochkova, tak i k dokončení zásypů obou portálů.

TUNEL STAVBY 513 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

Všechny hlavní práce na tunelu byly dokončeny a provádí se už jen drobné dokončovací úpravy. Současně bylo zahájeno přejímací řízení a tunel bude hlavním zhotovitelem (Skanska, a. s.) a podzhotovitelem důlně stavebních prací (Subterra, a. s.) předán investoři (ŘSD).

TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

Dál pokračují ražby na obou tunelových rourách, kde je v době uzávěrky čísla vyraženo v kalotě 994 m (T II – Subterra, a. s.), resp. 940 m (T I – OHL ŽS). Na T I byla proražena v předstihu před kalotou původní průzkumná štolka B pro získání průchozího větrného proudu, což usnadňuje ostatní pracovní operace. Současně bylo provedeno na obou rourách bezmála šest set metrů definitivní protiklenby.

Zahájena byla už i betonáž definitivního ostění – na T I je vybetonováno 280 metrů, na T II vzhledem k pozdějšímu zahájení necelých dvě stě metrů. Vývoj poklesové kotliny na obou rourách je zatím v souladu s očekáváním projektu, ale vzhledem k existenci mnoha citlivých povrchových objektů se samozřejmě neustále schází rada monitoringu a průběžně vyhodnocuje všechny výsledky měření. V souladu s projektovým řešením se také provádějí na T II v úseku dlouhém 120 m mikropilotové dešťníky. Půjde celkem o 15 dešťníků, kde se v každém kroku instaluje 19 kusů mikropilot 16 m dlouhých. V době uzávěrky čísla se realizoval dešťník číslo 12, zbývají tedy již jen tři.

TUNELY NA ŽELEZNIČNÍ TRATI PRAHA – ČESKÉ BUDĚJOVICE, ÚSEK – VOTICE–BENEŠOV U PRAHY

Na nejdelším z pěti tunelů v úseku, bezmála kilometr dlouhém Zahradnickém tunelu, byly v prosinci 2009 zahájeny razicí práce a v době uzávěrky čísla (10. 2. 2010) bylo vyraženo 64 m v kalotě a 18 m v opěří. Postupuje se klasicky pomocí NRTM s použitím trhací práce, zatím ve třídě horniny IV. Práce provádí Subterra, a. s.

Ražby na Olbramovickém tunelu byly zahájeny také v prosinci 2009 a k dnešnímu dni bylo vyraženo 76 m v kalotě a 16 m v opěří. Práce opět provádí Subterra, a. s., pomocí vlastních kapacit.

Práce na zbývajících třech tunelech úseku (včetně jednoho hloubeného) dosud nebyly zahájeny. Byly však zahájeny práce na hloubení únikové šachtice ze Zahradnického tunelu. Šachtice bude 26 m hluboká v průměru 8 m. V současné době je provedeno zahloubení do 8 m, a to s použitím trhacích prací, protože práce probíhají v pevných magmatických horninách. Jako dočasná výztuž se používá stříkaný beton v kombinaci s ocelovými svařenci.

ŽELEZNIČNÍ TUNEL JABLUNKOV Č. 2

Po listopadové havárii, kdy došlo k závalu na tunelu č. 2 při provádění výlomu části opěří a protiklenby, byl celý tento úsek zasypán a oblast závalu byla tímto stabilizována. V současné době se provádějí monitorovací měření a připravuje se nové projektové řešení. Z těchto důvodů není zatím možné stanovit jakékoli další nové termíny platné pro dokončení díla, a to včetně potřebných souvisejících technických parametrů.

DÁLNIČE D8 – 805 LOVOSICE–ŘEHLOVICE

Po překonání legislativních průtahů, které bránily zahájení výstavby posledního tunelu na dálnici D8 Lovosice–Řehlovice přes České středohoří byla zahájena stavba tunelu Radejčín, která se realizuje na základě dlouho očekávaného stavebního povolení. Dodavatel stavebních prací Metrostav a. s. Divize 5 provádí odtěžení a zajištění hloubeného úseku a dále razí tunel směrem od ústeckého portálu. Na obou těchto stavebních objektech se práce rozjely na plné obrátky. Mimo ražbu jižního tunelu bylo na začátku prosince dokončeno odtěžení a zajištění portálové části severního tunelu. Následně pak byly zahájeny ražby na severní tunelové rouře.

height of the overburden), it is only the matter of time when the horizontal sequence is switched to the vertical one.

THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 514 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

The civil works on the tunnel are drawing to an end. The concrete road pavement has been finished in both tunnel tubes. The only civil work remaining to be finished are pipelines in pre-portal sections.

The winter 2009-2010 is not too kind to builders. For that reason they are still waiting for better weather before starting to finish the coating of the inner surface of the lining (concurrently with installing the tunnel equipment), to complete the stack from the ventilation plant at Lochkov, and finish backfills at both portals.

THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 513 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

All main items of the work on the tunnel have been completed and only minor finishing work is underway. At the same time, the handing over process has started and the tunnel will be handed over by the main contractor (Skanska, a.s.) and the sub-contractor for the mine-construction work (Subterra, a.s.) to the employer (the Road and Motorway Directorate of the Czech Republic).

DOBROVSKÉHO TUNNELS ON THE LARGE CITY CIRCLE ROAD IN BRNO

The excavation of both tunnel tubes has continued. As of this magazine issue copy deadline, 994m and 940m of the top heading excavation have been finished in the T II (Subterra, a.s.) and the T I (OHL ŽS), respectively. The original exploratory gallery B in the T I was extended in advance to provide a through-circulating current of air, thus making the other operations easier. At the same time, nearly six hundred metres of the final invert were carried out in the two tunnels.

Even the casting of the final lining has started – 280 metres of the lining have been finished in the T I, while less than 200m have been completed in the T II (attributable to the later commencement). For the time being, the settlement trough above both tubes is developing in compliance with the design predictions, but, with respect to the existence of many sensitive surface structures, the Monitoring Board keeps to hold its meetings and continually assess all measurement results. As required by the design, canopy tube pre-support is being installed in the T II, in a 120m long section. A total of 15 canopies will be installed, each consisting of 19 pieces of 16m long micropiles. As this magazine issue went to press, canopy No. 12 was being installed; only three canopies remain to be carried out.

TUNNELS ON VOTICE – BENEŠOV U PRAHY SECTION OF PRAGUE –ČESKÉ BUDĚJOVICE RAILWAY LINE

The excavation work started on the nearly a kilometre long Zahradnice tunnel, which is the longest of the five tunnels in the section, in December 2009. As this magazine issue went to press (10/02/2010), 64m of the top heading and 18m of the bench were finished. The excavation procedure is traditional, using the NATM and drill and blast, proceeding for the time being through class IV rock. The excavation is carried out by Subterra, a.s.

The excavation of the Olbramovice tunnel also started in December 2009; 76m of the top heading and 16m of the bench excavation have been finished to date. The mining is again carried out by Subterra a.s., using its own capacities.

The work on the remaining three tunnels in the given track section (including one cut-and-cover tunnel) have not started yet. But the sinking of a shaft providing escape from the Zahradnice tunnel have commenced. The shaft will be 26m deep, with the diameter of 8m. To date, the pre-sinking of the shaft up to the depth of 8m has been completed. The drill-and-blast has been used because the shaft is being sunk through hard magmatic rock. The temporary excavation support consists of shotcrete and welded steel frames.

JABLUNKOV NO.2 RAILWAY TUNNEL

After the collapse which happened in November 2009 in Tunnel No. 2 during the excavation of a part of the bench and invert, the entire section in question was backfilled with the aim of stabilising the collapse area. At the moment monitoring measurements are being conducted and a new design in being prepared. For the above-mentioned reasons it is still impossible to set any new deadlines or specify the required related technical parameters for the works completion.

D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805: LOVOSICE–ŘEHLOVICE

Once the legislative delays which formed obstacles to commence the construction of the last tunnel on the D8 motorway section between Lovosice and Řehlovice, running across the České Středohoří (the Bohemian Central Highlands), the construction of the Radejčín tunnel started, on the basis of the long-awaited building permit. Division 5 of Metrostav a.s., the contractor for civil

Od zahájení ražeb na začátku září do konce ledna se pak podařilo vyrazit na JTT 209,4 m a na STT 139,9 m kaloty. Ražba v obou tunelech probíhá v tufech zvětřalých až navětřalých tř. R3-R5. Technologicky je pak ražba zařazena v třídách 5a a 4 NRTM. Pro dokončení ražeb chybí ještě vyrazit 545,7 m tunelu.

Na pražském portálu tunelu Prackovice probíhají práce na výstavbě železobetonových konstrukcí hloubených tunelů, kde již koncem ledna byly dokončeny kompletní sekce hloubeného tunelu PTT.

I přes nepřízeň zimního počasí se daří na těchto stavebních objektech držet vytýčené postupy, a tím i smluvní harmonogram prací.

KOLEKTOR VÁCLAVSKÉ NÁMĚSTÍ – OPRAVA TRASY C

Oprava trasy C kolektoru Václavské náměstí je dokončena. V posledním čtvrtletí roku 2009 se pracovalo na montáži ocelových konstrukcí, vodovodních řadech DN 500 a DN 200 a vzduchotechnice. Prováděny byly také objekty osvětlení, silno- a slaboproudá zařízení sloužící k zajištění provozu v kolektoru. Technologická zařízení byla podrobena komplexním zkouškám, vodovody pak zkouškám tlakovým. Ve spolupráci s budoucím uživatelem bylo podle jeho požadavků provedeno i orientační a bezpečnostní značení, a to tak, že trasa C kolektoru Václavské náměstí mohla být 3. 12. 2009 předána investorovi k užívání v požadovaném termínu a kvalitě. K tomuto datu zmizely rovněž veškeré zábery, které se v souvislosti s opravou kolektoru na povrchu Václavského náměstí objevovaly. Všechny plochy sloužící pro ZS byly taktéž uvedeny do původního stavu.

ING. BORIS ŠEBESTA, *sebesta@metrostav.cz*,

METROSTAV a. s.,

ING. KAREL FRANCZYK, *Ph.D., k.franczyk@subterra.cz*,

SUBTERRA a. s.

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL BÔRIK

V decembri 2009 pribudol na Slovensku k tunelom Branisko, Horelica a Sitina štvrtý diaľničný tunel pomenovaný podľa vršku Bôrik v tesnej blízkosti mesta Svit. Slávnostné otvorenie tunela Bôrik a jeho uvedenie do prevádzky sa uskutočnilo 5. decembra 2009. Tunel dĺžky 985 m s dvomi jednosmerne prevádzkovanými tunelovými rúrami sa začal stavať v roku 2006 ako súčasť úseku diaľnice D1 Mengusovce–Jánovce. Prevádzkovateľom tunela je Národná diaľničná spoločnosť a. s. Zhotoviteľom stavby bolo združenie Inžinierske stavby–Marti Contractors, pričom zhotoviteľom stavebnej časti tunela bola Marti Contractors a zhotoviteľom technologickej časti tunela PPA Controll a. s.

TUNEL POD HRADOM V BRATISLAVE

V jesenných mesiacoch roku 2009 pokračovali práce v električkovom tuneli dĺžky 792 m montážou vodovodného potrubia priemeru 800 mm v železobetónovom kanáli pod chodníkom. V decembri a januári prebiehala realizácia koľajového spodku a zvršku, navrhnutého ako pevná jazdná dráha. V jarých mesiacoch by mali pokračovať dokončovacie stavebné práce a tiež práce na technologickom vybavení tunela. Predpoklad ukončenia rekonštrukcie je v máji, takže by tunel mohol byť otvorený pre verejnosť v letných mesiacoch. Investorom rekonštrukcie je Dopravný podnik Bratislava a. s., zhotoviteľom stavby je Združenie pre električku pod hradom tvorené firmami OHL ŽS, a. s., Skanska BS a. s. a Trnavská stavebná spoločnosť a. s.

TUNEL TURECKÝ VRCH

Po oficiálnom odovzdaní staveniska prvého moderného železničného tunela na Slovensku v septembri 2009 sa následne rozbehli prípravné práce. Rázanie tunela dĺžky 1775 m bude prebiehať od obidvoch portálov a pravdepodobne aj v strede cez únikovú štôľňu. Práce na budovaní oboch portálových predzárezov sa začali takmer súčasne. Od južného portálu budovala OHL ŽS, a. s., zárubnú stenu v skalných horninách a zaisťuje portál tunela v sťažených podmienkach, v tesnej blízkosti hlavného železničného ťahu Bratislava–Žilina. Od severu Skanska BS a. s. realizovala zaistenie svahov portálového zárezu v podmienkach spráši lanovými kotvami a mikropilotami. Samotné rázanie tunela bolo započaté v januári 2010 zo severného portála,

is carrying out the excavation and installation of excavation support for the cut-and-cover section of the tunnel and is driving the tunnel in the direction away from the Ústí nad Labem portal. The work on both structures is in full swing. In addition to the excavation of the southern tunnel tube, the excavation and installation of excavation support was completed in the portal part of the northern tunnel tube at the beginning of December 2009. Then the excavation of the northern tunnel tube started.

The contractor managed to drive 209.4m and 139.9m of the top heading of the STT and NTT respectively, from the commencement of the driving at the beginning of September 2009 to the end of January 2010. Both tunnels have been driven through weathered to slightly weathered tuffs, class R3-R5. In terms of the NATM, the rock was categorised as excavation support classes 5a and 4. To complete the driving, 545.7m of the tunnel remain to be excavated.

At the Prague portal of the Prackovice tunnel, the work is underway on the reinforced concrete structures of cut-and-cover tunnels; the RTT section of the cut-and-cover tunnel was completely finished already at the beginning of January.

Despite inclement winter weather conditions, the builders have managed to keep to the planned advance rates, thus the contractual schedule is also adhered to.

THE WENCESLAS SQUARE UTILITY TUNNEL – REPAIR TO C ROUTE

The repair to Route C of the Wenceslas Square has been completed. The last quarter of 2009 saw the work on steel structures, water mains DN 500 and DN 200 and the ventilation system continue. In addition, the lighting, heavy current and weak current facilities serving to ensure the utility tunnel operation were installed. The tunnel equipment systems were subjected to comprehensive testing, while the water mains were pressure tested. Guidance marking and safety signs were installed in collaboration and in compliance with requirements of the future user. As a result, it was possible to hand Route C of the Wenceslas Square Utility Tunnel over to the client on time and in required quality on 03/12/2009. In addition, all pieces of land temporarily used on the surface of Wenceslas Square for the utility tunnel repair were vacated. The areas used for the site facilities were also reinstated.

ING. BORIS ŠEBESTA, *sebesta@metrostav.cz*, METROSTAV a. s.,

ING. KAREL FRANCZYK, *Ph.D., k.franczyk@subterra.cz*,

SUBTERRA a. s.

THE SLOVAK REPUBLIC

THE BÔRIK TUNNEL

December 2009 saw the fourth motorway tunnel being added to the Branisko, Horelica and Sitina tunnels existing in Slovakia. It was named after Bôrik Hill, which is found in close vicinity of the town of Svit. The Bôrik tunnel opening celebration and its commissioning took place on 5th December 2009. The construction of the 985m long tunnel, comprising two unidirectional tubes, started in 2006 as a part of the Mengusovce – Jánovce section of the D1 motorway. The tunnel is operated by Národná diaľničná spoločnosť a.s. The contractor was an Inžinierske stavby – Marti Contractors consortium, with Marti Contractors as the contractor for the civils part of the tunnel and PPA Controll a.s. as the contractor for the tunnel equipment.

THE TUNNEL UNDER THE BRATISLAVA CASTLE

In the autumn 2009, the work continued in the 792m long tram tunnel by installing an 800mm diameter water pipeline in a reinforced concrete duct, under the pavement. December and January saw the installation of the trackwork and the trackway, which was designed as a solid runway. Finishing construction work and work on the tunnel equipment is planned to continue in the spring. The reconstruction work is assumed to be completed in May, thus the tunnel could be opened to public traffic in summer 2010. The owner of the project is Dopravný podnik Bratislava a.s. (a public transport company), the contractor is the Consortium for Tram under the Castle, consisting of OHL ŽS, a.s., Skanska BS a.s. and Trnavská stavebná spoločnosť a.s.

THE TURECKÝ HILL TUNNEL

After the official hand-over of the site to the contractor in September 2009, the preparation of the work on the first modern rail tunnel in Slovakia got underway. The excavation of the 1775m long tunnel will proceed from both portals, probably also from an intermediate point of attack at the tunnel midpoint, accessible via an escape gallery. The work on both pre-portal construction trenches commenced nearly simultaneously. From the southern portal, OHL ŽS a.s. constructed a soldier pile and lagging wall in hard rock and is installing the tunnel portal support in conditions made more difficult by the presence of the principal rail line Bratislava – Žilina, which runs in close proximity of the site. From the north, Skanska BS a.s. completed the installation of the support of slopes of the pre-portal trench, stabilising the loess by means of cable anchors and micropiles. The excavation of the tunnel itself started from the northern portal in January 2010. The portal of the

vysunutím portálu východnej bočnej štôlne o cca 7 m. Dĺžka záberu v technologickej triede 5b2 je 0,8 m a prvých 15 m bočnej štôlne je už vyrazených a zaistených primárnym ostením. Začiatkom februára 2010 bolo započaté aj razenie od južného portálu pod mikropilotovým dáždnikom.

PPP PROJEKTY NA VÝSTAVBU DIAĽNICE

Zmluva na výstavbu a 30ročnú prevádzku diaľnice D1 v úseku Hričovské Podhradie–Dubná Skala (tzv. tretí balík PPP) bola podpísaná dňa 22. 1. 2010. Zmluva bola podpísaná s konzorciom pod vedením nemeckej spoločnosti Hochtief PPP Solutions GmbH, pričom ďalšími členmi konzorcia sú rakúske spoločnosti Alpine Bau GmbH a Western Carpathians Motorway Investors Company GmbH a španielska spoločnosť FCC Construcción S. A. V jarných mesiacoch by sa mali začať prípravné práce, ktoré budú prebiehať ešte pred definitívnym finančným uzatvorením projektu. Súčasťou diaľničného úseku dĺžky 29 km sú aj tunely Višňové (7,5 km), Ovčiarsko (2,3 km) a Žilina (0,6 km).

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.,

eastern sidewall drift was shifted about 7m out of the hill compared to the design. The round length for the excavation support class 5b2 is 0.8m. Initial 15 metres of the sidewall drift have been completed and provided with a primary lining. The excavation from the southern portal started at the beginning of February 2010, under the protection of a pre-support canopy.

PPP PROJECTS FOR THE DEVELOPMENT OF MOTORWAYS

The contract for the construction and 30-year operation of the D1 motorway section Hričovské Podhradie – Dubná Skala (the so-called Package Three of the PPP) was signed on 22nd January 2010. The contract was concluded with a consortium led by Germany-based Hochtief PPP Solutions GmbH; the other members of the consortium comprising Austrian companies of Alpine Bau GmbH and Western Carpathians Motorway Investors Company GmbH, and a Spanish company of FCC Construcción S.A. The preparation work is expected to commence in the spring, to continue until the financial issues of the project are definitely concluded. Parts of the 29km long motorway section are the Višňové tunnel (7.5km), Ovčiarsko (2.3km) and Žilina (0.6 km) tunnels.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.,

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

PŘÍPRAVA KONFERENCE PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010 VE FINIŠI

FINISHING PREPARATION OF THE UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010 CONFERENCE

In the previous issue of TUNEL journal, we informed readers about the successful progress of the preparation of the 11th International Conference Underground Constructions Prague 2010, which will be held in Prague from 13th to 16th June 2010. We were delighted to be able to announce names of the outstanding foreign experts who will deliver the initial Kynote Lectures and lectures ordered for sections.

Today we can state that the Conference Proceedings and Programme will certainly be valuable and comprehensive. The same applies to the Technical Exhibition and technical excursions, which will take place on Wednesday the 16th June 2010. Two of the excursions are focused on the currently largest tunnelling project being implemented in the Czech Republic, the Blanka complex of tunnels on the (inner) City Circle Road in Prague. Owing to the accommodating approach of Kolektory Praha a.s., attendees of the third excursion will visit operating utility tunnels in the Prague downtown.

The registration of the conference attendees has also successfully proceeded through web pages www.ita-aites.cz, where all required information on the conference is available.

We are looking forward to meeting you in Prague, June 2010!

V minulém čísle časopisu Tunel jsme informovali čtenáře o zdařilém postupu přípravy 11. mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2010, která se bude konat v Praze od 13. do 16. června 2010. S potěšením jsme také uvedli, kdo z významných zahraničních odborníků přednese úvodní Keynote Lectures a vyzvané přednášky v sekcích.

Dnes můžeme konstatovat, že sborník i program konference budou určité hodnotné a obsáhlé. Totéž se týká i technické výstavy a odborných exkurzí, které proběhnou ve středu 16. června 2010. Dvě z exkurzí jsou směřovány na současnou největší tunelovou stavbu v České republice – tunelový komplex Blanka na městském okruhu. Účastníci třetí exkurze navštíví díky vstřícnosti akciové společnosti Kolektory Praha provozované kolektory v centru Prahy.

Zdařile také probíhá registrace účastníků přes webové stránky www.ita-aites.cz, kde lze nalézt všechny potřebné informace o konferenci.

Nashledanou v Praze v červnu 2010!

TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 1/2010 TUNNELLERS' AFTERNOON 1/2010

The first Tunnellers' Afternoon event in 2010 was held on Wednesday the 17th February 2010, with the interest of the Czech professional tunnelling public focused on it. The event topic was designing and constructing utility tunnels in the centres of Prague and Ostrava. In the morning, an excursion took place to operating utility tunnels in the centre of Prague, under the auspices of Kolektory Praha a.s.

Za vysokého zájmu odborné tunelářské veřejnosti proběhlo ve středu 17. února 2010 první Tunelářské odpoledne v tomto roce. Jeho tématem bylo projektování a výstavba kolektorů v centru Prahy a Ostravy. V dopoledních hodinách se pro přihlášené účastníky konala pod patronací akciové společnosti Kolektory Praha exkurze na provozované kolektory v centru Prahy.

Vlastní jednání Tunelářského odpoledne zahájil předseda CzTA ITA-AITES Ing. Ivan Hrdina. Průběh jednání moderoval prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. z katedry geotechniky Stavební fakulty ČVUT Praha.

Postupně byly předneseny následující přednášky:

- Historie kolektORIZACE centra Prahy (Ing. Jan Vintera – Subterra a. s.)

- Ekonomika výstavby a provozu kolektorů na území hl. m. Prahy (Otakar Čapek – generální ředitel Kolektory Praha, a. s.)
- Podzemní kolektory v centru Prahy – od návrhu k realizaci (Ing. Jan Sochůrek, Ing. František Dvořák – Ingutis, s. r. o.)
- Zkušenosti z výstavby kolektorů C.IA – Vodičkova z pohledu projektanta; Příprava výstavby kolektoru Revoluční (Ing. Jiří Svoboda – Pragoprojekt Praha, a. s.)
- Výstavba hlubinného kolektoru Centrum I (Jiří Krajčůček – Subterra a. s.)
- Redukce deformací povrchové zástavby při výstavbě kolektoru C.IA – Vodičkova (prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. – Stavební fakulta ČVUT Praha)
- Výstavba kolektoru C – Václavské náměstí (Ing. Vladimír Sálus – Metrostav a. s.)
- Zkušenosti z výstavby kolektorů v Ostravě (Ing. Karel Franczyk, Ph.D. – Subterra a. s.)

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, *sekretář CzTA ITA-AITES*