

t u n e l

č. 4
2005

ČASOPIS ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA/AITES
MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING COMMITTEE AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA/AITES





VÁŽENÍ ČITATELIA ČASOPISU TUNEL, MILÍ KOLEGOVIA,

je mi ctou a potešením, že s viac ako trojročnou prestávkou sa mi dostáva opäť príležitosť priblížiť na stránkach nášho časopisu českým a slovenským tunelárom, ale i stále sa zväčšujúcemu okruhu čitateľskej verejnosti novoty a významnejšie udalosti, ktoré sa za posledné obdobie dotýkajú našej firmy.

Najzávažnejšou, a čo sa týka zvýšenia hodnoty firmy najvýznamnejšou, zmenou je zhruba pred rokom uskutočnený vstup nového väčšinového vlastníka. Je ním so 66% účasťou na majetku Váhostavu – Tunely a špeciálne zakladania švajčiarska stavebná spoločnosť MARTI. Ide o rodinný podnik vlastnený jediným akcionárom, ktorý ako predstaviteľ tretej generácie píše v tomto čase už osemdesiaty tretí rok firemnej histórie.

Je samozrejmé, že preukázať takúto životaschopnosť a vypracovať sa na tretiu pozíciu, čo sa týka veľkosti medzi švajčiarskymi stavebnými firmami, by nebolo bývalo možné bez sústavnej snahy o zavádzanie tých najmodernejších technológií, ale tiež bez tak potrebnej dávky podnikateľského šťastia. Je technickým zážitkom sledovať vývoj strojného vybavenia firmy začínajúcej v roku 1922 podnikaním v cestnom staviteľstve, pokračujúcej užším zameraním sa na sortiment prác v špeciálnom zakladaní a sledovať, ako firma dnes dominuje pri realizácii veľkých tunelových projektov. Popritom, že firma nevynecháva žiadny z celého sortimentu stavebných prác, ovláda aj prefabrikáciu a výrobu technologických komponentov pre logistiku stavieb.

Vstup strategického partnera bol zavŕšením dlhodobejšieho procesu. Boli sme si vedomí, že naša ambícia zúčastňovať sa pravidelne na výstavbe veľkých projektov v podzemnom staviteľstve vyžaduje také dispozície, ktoré by boli vlastnými silami nedosiahnuteľné. Na strane MARTI zas všeobecný trend svetovej globalizácie, ale v prvom rade začlenenie našich krajín do európskej integrácie, prezieravému podnikateľovi diktoval primeraným spôsobom na tento vývoj reagovať. Výsledkom je, že Váhostav – Tunely a špeciálne zakladania sa stal od augusta 2004 súčasťou Marti-Group.

Je predčasné vyriešovať teraz konečné hodnotenie o dôsledkoch vstupu väčšinového akcionára, ale už doterajšie skúsenosti ma oprávňujú prehlásiť, že ako pre firmu, tak i pre pracovníkov a aj akcionárov sme vykonali správnu voľbu. Som presvedčený, že spojenie tradície s progresívnymi technológiami a remeselnou zručnosťou našich ľudí potvrdí pri dostatku príležitostí môj predpoklad.

DEAR READERS, COLLEAGUES,

I'm very happy that again, after an over three-year break, I have the pleasure to inform Czech and Slovak tunnel constructors as well as the expanding number of Tunnel magazine readers on novelties and the most significant events concerning our company.

The most significant and, regarding the increase of company value, the most important event is the entry of the new majority owner approximately one year ago. The majority owner holding 66 % of Váhostav-Tunely a špeciálne zakladania company shares is MARTI, a Swiss construction company. MARTI is a family-owned business owned by one person who, as a representative of the third generation, is already writing the eighty third year of the company's history.

It is obvious that this vitality and the third position among Swiss construction companies in terms of the size could not have been reached without unremitting effort to implement state-of-the-art technologies, but also without a bit of necessary business luck. It is a thrilling technical experience to follow the development of company's equipment starting in 1922 in the region of road construction, and continuing in a narrower field comprising the assortment of specialist foundation operations. Today we can see a company that represents first positions in executing large tunnel projects without omitting anything from construction works and having the skills in prefabrication and production of technological components which are used for logistics of constructions.

The entry of the strategic partner into the company concluded a rather long-term process. It was clear that our ambition to participate regularly in large underground construction projects required resources that would not have been reachable on our own. MARTI, as a far-sighted businessman, following the world globalisation trend combined with the integration of our countries into the European structures, was compelled to react to such development. This is how Váhostav-Tunely a špeciálne zakladania has become part of the Marti-Group, since August 2004.

It is too early to express final judgement regarding the impact of the majority owner's entry on our company. However, experience gained so far suggests that it was a correct decision, beneficial both for the employees and shareholders. I am convinced that connecting the tradition with progressive technologies and professional skills of our personnel will make my point.

Ing. Gustav Schnierer

**Predseda predstavenstva a generálny riaditeľ
Váhostav – Tunely a špeciálne zakladania, a. s.
Chairman of board of directors, CEO
Váhostav – Tunely a špeciálne zakladania, a. s.**

RAZENIE TUNELOVÝCH ÚSEKOV METRA V KVARTÉRNÝCH SEDIMENTOCH V MNÍCHOVE

DRIVING METRO TUNNEL SECTIONS THROUGH QUATERNARY SEDIMENTS IN MUNICH

DUŠAN ŠVAJDA

VŠEOBECNÝ OPIS STAVBY

Úsek metra na severe Mníchova s názvom U-Bahn – Linie Nord 3, Baulos 1, je dlhý 1955 m. Začína od stanice Olympia-Einkaufszentrum, ktorá je novovybudovaná v rámci inej stavby, ako mimoúrovňová stanica s križovaním dvoch trás. Razený úsek prechádza po 1180 m do stanice Olympiapark-Nord. Samotná stanica je dlhá 230 m, je plytko založená a vybudovaná pod ochranou podzemných monolitických stien, pričom jej 120 m dlhé stredové nástupište leží pod terénom 11,5 m. Mimoriadnym prvkom tejto stanice je séria za sebou idúcich pyramídovo tvarovaných strešných svetlíkov, ktoré rozľahlú staničnú halu osvetľujú denným svetlom. Trasa sa následne prudko točí pod pásmom parkovej zelene obytných domov a pozdĺž ulice Lerchenauerstraße pokračuje do existujúcej stanice Olympiazentrum.

Geologické pomery v tejto časti Mníchova sú tvorené kvartérom – štrkami a pieskami do hĺbky približne 8 – 14 m pod úrovňou terénu. Hladina podzemnej vody sa nachádza cca 4 m pod povrchom terénu. Pod kvartérnymi sedimentmi sa nachádzajú terciérne hliny, íly a spráše, veľmi často so šošovkami jemného piesku, vyplnené tlakovou vodou. Pre raziť tunelov a súvisiace odvodňovacie práce je priebeh hranice kvartéru a terciéru veľmi dôležité poznať a prihliadať podľa neho na spôsob postupu tunelových prác.

Plytko založená trasa v blízkosti novovybudovanej stanice Olympiapark-Nord umožňovala z viacerých možných technologických postupov raziť v kvartérnych sedimentoch uprednostniť riešenie vytvorenia tesniacej vane, z ktorej bola nepretržite počas výstavby odčerpávaná spodná voda. Tak to bolo na západnej strane, pokiaľ tunelové úseky neboli tak hlboko, že boli vo vodonepriepustných terciérnych hlinách a fľoch s príslušnou nepriepustnou hlinovou vrstvou v strope hrúbky 1,0 – 1,5 m.

Na východnom tunelovom úseku, tvorenom z dvoch jednokolažových tunelov prierezu 41 m², bolo zhotovenie tesniacej vane po 50 metroch vylúčené, pretože by bol potrebný veľký zásah na prírodnom okolí obytných domov (100 metrov dlhý navýšený parkový úsek). Podľa projektu bol naplánovaný nákladnejší postup, a to raziť v stlačenej vzduchu, v kombinácii s injektovaním štrko-piesčitého nadložia. V priepustných zeminách totiž stlačený vzduch uniká z tunela čelom výrubu a treba ho intenzívne dopĺňať.



Obr. 1 Materiálová komora
Fig. 1 Material chamber

DESIGN IN GENERAL

The underground railway section in the north of Munich named U-Bahn – Linie Nord 3, Baulos 1 is 1,955m long. It starts from the Olympia-Einkaufszentrum, which was newly built in the framework of another project as a grade-separated junction station, runs along a 1,180m long section before entering the Olympiapark-Nord station. This 230m long station, founded shallow under the surface, is constructed in an open box supported by monolithic diaphragm walls. Its 120m long platform is found at a depth of 11.5m under the ground surface. A special feature of this station is a series of sequential pyramid-shaped rooflights providing daylight in the station hall. Subsequently the alignment turns steeply to the existing Olympiazentrum station.

Geological conditions in this area of Munich consist of the Quaternary, i.e. gravels and sands up to a depth of about 8 – 14m under the ground surface. The water table is found approximately 4m under the ground surface. The Quaternary sediments are underlain by Tertiary loams, clays and loess, very frequently with pressure water charged lenticular deposits of fine sand. It is very important for the tunnel excavation and associated installation of drainage to know the course of the Quaternary – Tertiary interface, and to accommodate the work procedure accordingly.

The near-surface alignment in the vicinity of the newly built station Olympiapark-Nord allowed selection of one solution out of several possible techniques of driving the tunnel through the Quaternary sediments. The preferred solution was the creation of a bath-tub-like sealing system, with the ground water removed by continual pumping during the construction phase. This was the case of the western side, where the tunnelled sections were not so deep, and they passed through waterproof Tertiary loams and clays with the relevant waterproof loam layer at the roof 1.0 – 1.5m thick.

Regarding the eastern tunnel section consisting of two single-track tunnels with cross-sections of 41m² each, the creation of a bath-tub-like sealing system after 50m was impossible because it would have meant a significant impact on the natural environment of the existing residential buildings (a 100m long elevated park section). A more costly method was planned according to the design, namely the tunnel excavation in compressed air conditions, combined with injecting grout into the gravel-sand overburden. The reason was the fact that compressed air escapes from the tunnel driven through permeable ground via the excavation face. An intensive air supply is then necessary.

Due to the shallow overburden there was a potential for the compressed air that it would find a path connecting it with the ground surface, and the reserves in compressors would not be sufficient for coping with this escape.

Increasing the pressure at the workplace was the means allowing the excavation of the tunnelled sections of the underground railway even through water saturated sands and gravels. The compressed air prevented water from entering to the tunnel through the excavation face, an also forced the water from the closest vicinity of the excavated opening.

The air pressure in the tunnel had to be, and always was, higher than the hydrostatic pressure ahead of the face. Because the tunnel alignment sank to greater depths once the tunnel had left the station, where it passed through impervious Tertiary layers, then immediately rose again continually up to the Olympiazentrum station with its cover depth of 4.0m, the air overpressure was not constant. It varied from 0.65 bar at the maximum depth to 0.36 bar.

TUNNEL EXCAVATION IN COMPRESSED AIR

Regarding tunnel excavation in compressed air we can state that a pressure below 1.0 bar is low overpressure without harmful physiological effects, causing no health trouble.



Obr. 2 Tretia časť personálnej komory
Fig. 2 Third section of the personnel chamber

Z dôvodu nízkeho nadložja bolo riziko, že stlačený vzduch si nájde spojenie s povrchom a nebude možné jeho unikanie zvládnuť rezervou v kompresoroch.

Zvýšenie tlaku vzduchu na pracovisku bolo tým prostriedkom, ktorý umožňoval raziť tunelové trasy metra aj v zvodných pieskoch a štrkoch. Stlačený vzduch bránil vode vnikat' cez čelbu do tunela a vytlačil ju z najbližšieho okolia výrubu.

Tlak vzduchu v tuneli musel byť vždy väčší než hydrostatický tlak vody pred čelbou. Pretože trasa tunela po vyjdení zo stanice klesala do nižších hĺbok vodonepriepustných terciérnych vrstiev a vzápätí plynulo stúpala až po stanicu Olympiazentrum, kde dosahovalo nadložie nad tunelom 4 m, nebol pretlak vzduchu konštantný, ale od maximálnej hĺbky, keď bola hodnota 0,065 MPa, klesal až po hodnotu 0,036 MPa.

RAZENIE TUNELOV V PRETLAKU VZDUCHU

Pre razenie v pretlaku sa dá povedať, že tlak menší ako 0,1 MPa je malý pretlak, ktorý nemá škodlivé fyziologické účinky a nevyvoláva pracovné ťažkosti.

Podľa nemeckých predpisov je možné pri tlaku menšom ako 0,1 MPa pracovať 8 hodín denne, pričom po piatich dňoch musí byť dvojdňová prestávka.

Pri väčšom pretlaku vzduchu, najmä pri hodnote viac ako 0,15 MPa dochádza k nepriaznivým fyziologickým účinkom, výkonnosť klesá a musia byť skracované zmeny na max. 4 – 6 hodín.

Razenie v kvartérnych sedimentoch pri väčších hĺbkach pod hladinou podzemnej vody je nákladné, a to tým viac, čím viac sa tlak vzduchu približuje k hranici 3,5 atmosfér, ktorá sa považuje za najvyššiu fyziologicky prípustnú mieru pretlaku vzduchu pri práci v tuneloch.

V posledných 2 – 5 rokoch bola táto technológia v Nemecku veľmi zaužívaná a dá sa povedať „módna“. V rokoch 2003 – 2004 prebiehali len v samotnom Bavorsku štyri razenia tunelov za pomoci pretlaku vzduchu. Bolo to v Ingolstadte, Norimberku, Mníchove – Garchingu a v Mníchove – Olympiapark. Na troch pracoviskách bol tlak pod hranicou 1,5 baru, na jednom – v Mníchove – Garchingu bol pracovný pretlak vzduchu 1,9 baru.

Pri razení tunela pod ochranou stlačeného vzduchu je potrebné pracovisko pri vstupe do tunela oddeliť od ostatných priestorov pretlakovými komorami, cez ktoré sa zabezpečuje prechod pracovníkov a doprava materiálu medzi priestorom so zvýšeným tlakom vzduchu a priestorom s normálnym tlakom vzduchu. Pretlakové komory boli v Mníchove oceľové v podobe horizontálnej tlakovej nádoby. V čelách oceľových valcov boli dvierka s gumovým tesnením. Pri doprave pretlakovou komorou sa tlak vzduchu v komore pozvoľna upravoval tak, aby sa vyrovnal buď so zvýšeným tlakom na jednej strane, alebo s normálnym tlakom na druhej strane.

Pre fáranie a vstup osádky bola k dispozícii trojpriestorová pretlaková komora pre maximálny počet 16 pracovníkov. Paralelne s ňou sa nachádzala 22 m dlhá materiálová komora, do ktorej sa zместila lokomotíva s tromi veľkokapacitnými vozmi (obr. 1).

Jednotlivé priestory pretlakových komôr boli pospájané ventilmi, ktorými sa reguloval tlak v komore. V personálnej komore sa pri zvyšovaní tlaku dodával čerstvý stlačený vzduch z kompresorovne. Jednotlivé dvierka komôr sa ako všade aj tu otvárali do priestoru so



Obr. 3 Oceľová tlaková stena s materiálovou a personálnou komorou
Fig. 3 Steel bulkhead with the material and personnel chambers

According to German regulations, it is possible to work under the pressure lower than 1.0 bar for 8 hours a day, with a 2-day break after 5 days.

Working under higher air overpressure, mainly over 1.5 bar, is associated with harmful physiological effects, reduced effectiveness, and the shifts must be shortened to a maximum of 6 hours, even 4 hours.

Tunnelling through Quaternary sediments at greater depths under the water table is costly, the costlier the more the air pressure approaches a limit of 3.5 atmospheres, which is considered as the highest physiologically allowable level of air pressure for excavation work.

This technology has been used in previous 2 – 5 years frequently in Germany, we can say as “modern” technology. In 2003 – 2004, there were four tunnelling project in Bavaria itself using the positive air pressure methods, namely in Ingolstadt, Nuremberg, Munich – Garching and Munich – Olympiapark. The pressure was under the limit of 1.5 bar at three headings; one heading (Munchen – Garching) was driven under the working overpressure of 1.9 bar.

The tunnel excavation technology using positive air pressure requires separation of the working place at the tunnel entrance from the other spaces by hyperbaric chambers allowing movement of workers and materials between the space under the positive air pressure and the space with normal air pressure. Steel hyperbaric chambers were used in Munich, in the form of a horizontal pressure vessel. Doors with rubber gaskets were installed at the ends of the steel cylinders. During the transport through the chamber the air pressure was slowly changed to equalise either with the increased pressure on one side, or with the normal pressure on the other side.

A triple hyperbaric chamber was available for the entry of crews (maximum 16 workers). A parallel 22m long material chamber was able to house a locomotive with three large-capacity cars (see Fig. 1).

Individual spaces of the hyperbaric chambers were interconnected by valves controlling the pressure in the chamber. Fresh air was supplied to the personnel chamber during the process of increasing the pressure from a compressed air generation plant. As usual, individual doors of the chambers opened to the space with increased pressure, therefore they were forced against the door casing and could not open until the pressures on both sides equalised.

The material chamber could operate very quickly. It could not be used for personnel transport. It was controlled only from outside – by the operator of hyperbaric chambers, who was present continuously. This system made any misuse or unauthorised entry by undisciplined workers impossible.

The personnel chambers were equipped with benches and electrical heating. Thus the crews were protected from getting cold through during the process of decompression, when the temperature drops due to the air expansion (see Fig. 2).

The rate of the pressure change was checked by pressure gauges. The hyperbaric chambers were equipped with stand-by valves in case of a defect, and with telephone and camera connection with the outer space, i.e. with a responsible continuous service person – the worker who operated all hyperbaric chambers.

Compressed air was supplied to the tunnel from a compressed air generation plant equipped with 6 compressors. Two compressors ran continually, the other four compressors were for stand-by purposes, to be used in case of increased demand.



Obr. 4 Hnané paženie z ocelových plechov
Fig. 4 Forepoling using steel sheets

zvýšeným tlakom, takže boli pretlakom pritlačené a nebolo možné ich otvoriť, kým sa tlaky na obidvoch stranách dvierok nevyrovnali.

Materiálová komora mohla pracovať veľmi rýchlo a nemohla sa použiť pre dopravu osôb. Ovládaná bola len zvonku – obsluhou pretlakových komôr, ktorá tu bola nepretržite, čím nemohlo dôjsť k zneužitiu, porušeniu vstupu nedisciplinovanými pracovníkmi.

V priestoroch osobnej – personálnej pretlakovej komory boli lavice a boli elektricky vykurované, čím sa chránila osádka pred prechladnutím pri dekompresii, pri ktorej klesá teplota rozpínajúceho sa vzduchu (obr. 2).

Na kontrolu rýchlosti, ako sa mení tlak, sa používali manometre. Pretlakové komory mali rezervné ventily pre prípad poruchy a telefónne a kamerové spojenie s vonkajším priestorom so zodpovednou nepretržitou službou – pracovníkom, ktorý všetky pretlakové komory obsluhoval.

Stlačený vzduch do tunela bol dodávaný z kompresorovne, ktorá mala 6 kompresorov. Dva kompresory boli v prevádzke nepretržite, ďalšie štyri boli ako rezervné pre prípad zvýšenej – mimoriadnej spotreby.

Stlačený vzduch bol vyrábaný špeciálnymi, na tento účel vyrobenými kompresormi, pričom bol stlačený vzduch chladený a čistený.

Pre prípad poruchy v dodávke el. prúdu bol k dispozícii silný záložný elektroagregát.

V kompresorovni bola vyčlenená uzamykateľná miestnosť s počítačom a hlavnou ovládacou skriňou, kde počítač evidoval, zaznamenával a riadil činnosť všetkých kompresorov. Z tejto „dozorne“ bolo automatické telefonické spojenie na núdzový mobil zmenového inžiniera hlavného zhotoviteľa a nezávislé samostatné spojenie na stálu obsluhu pretlakových komôr.

RAZENIE DVOCH JEDNOKOĽAJOVÝCH TUNELOV A TECHNOLOGICKÉ – STROJNÉ ZARIADENIA PRE RAZENIE V PRETLAKU VZDUCHU

Raziace práce začali v mesiaci jún 2003 zarazením obidvoch tunelových rúr zo stanice Olympiapark-Nord na dĺžku 51 m. Razenie prebiehalo v priestore tesniacej vane, vytvorenej podzemnými stenami tryskovou injektážou. Úsek bol vyrazený za atmosférických podmienok, pri čerpaní vody zo studní v priestore vane, pri použití hnaného paženia oceľovými plechmi a delení čelby na kalotu, stúpeň a dno.

Následne boli neďaleko od štartovacieho portálu v každej tunelovej rúre osadené oceľové tlakové steny, pričom v jednej boli umiestnené materiálová a personálna pretlaková komora (obr. 3) a v druhej tlakové vráta, cez ktoré bolo možné v prípade väčšej poruchy vymeniť tunelové stroje za podmienky odtlakovania celého tunela. Vráta boli počas výstavby použité dvakrát. V prvom prípade sa vymieňal tunelový bager Schaeff za bager LIEBHERR 912 a v druhom prípade sa vybrala z podzemia vrtná súprava, s ktorou sa vrtali 20 m dlhé vrty pre injektáž štrkov v nadstrope tunela, pretože v ďalšom úseku bolo projektom stanovené injektovanie nadstropnej časti a aj čelby z povrchu územia.

Zakrývajúca injektáž nadstropných štrkopieskových vrstiev k zmierneniu ich vzduchopriepustnosti pre razenie v pretlaku vzduchu



Obr. 5 Výlom kaloty tunelovým bagrom so záberom 1,0 m
Fig. 5 Top heading excavation with a tunnel excavator; round length of 1.0m

Compressed air was generated by special purpose-made compressors, and the compressed air was cooled and purified.

A heavy diesel generating set was on standby, ready to power up the system in case of a power failure.

A lockable room was singled out in the compressed air station. It contained a computer and the main control box, where the computer recorded, filed and controlled the operation of all compressors. The automatic telephone connection from this “control room” was directed to the mobile phone of the main contractor’s shift agent, and an independent connection led to the permanent operator of the hyperbaric chambers.

EXCAVATION OF TWO SINGLE-RAIL TUNNELS AND EQUIPMENT FOR EXCAVATION IN COMPRESSED AIR

The excavation started in June 2003 by driving initial 51m of both tubes from the Olympiapark-Nord station. The excavation was carried out under the protection of a bath-tub-like sealing system consisting of jet grouted diaphragm walls. This section was excavated under normal atmospheric pressure, with water pumped from wells located in the space of the bath-tub-like system, using steel sheet forepoles and an excavation sequence consisting of top heading, bench and invert.

Steel pressure bulkheads were erected subsequently near the starting portal in each tunnel tube. One tunnel tube housed the material and personnel hyperbaric chambers (see Fig. 3); a pressure gate was installed in the other tube. The gate allowed replacement of tunnelling equipment in case of a serious defect, under a condition of depressurising the entire tunnel. The gate was used twice during the construction. The first case was the replacement of a Schaeff tunnel excavator by a LIBHERR 912 excavator; the other occasion was the removal of a drilling rig from the tunnel, which had drilled 20m long boreholes for grouting of gravels in the overburden, because the design required the grouting of the overburden and face within the next section to be carried out from the ground surface.

The sealing grouting of the gravel-sand layers in the overburden, designed to reduce their airproofing properties during the excavation in



Obr. 6 Kolajová technológia odťahby s nakladačom
Fig. 6 Track-bound mucking out equipment with a loader



Obr. 7 Zaisťovanie výlomu striekaným betónom mokrou cestou
Fig. 7 Excavation support by shotcrete – wet process

bola vykonávaná len v tých úsekoch, kde profil tunelov vystúpil do kvartérnych štrkov a štrkopieskov.

V úseku s nadloží od 8 – 14 m bola vykonávaná injektáž z tunela, pričom si injektážníci a raziči vzájomne vymieňali čelby každých 14 m (striedanie čelieb).

V úseku s nadloží od 4 do 8 m (110 m úsek pred vstupom do existujúcej stanice) bola injektáž vykonávaná z povrchu – z úrovne terénu, pričom bola premávka postupne, podľa potreby umiestnenia vrtných súprav, presmerovávaná.

K podopreniu stropu výlomu, ktorý v sypkých štrkoch by sa vysypával, museli byť vrtným kladivom zarážané plechy ako hnané paženie. K tomuto účelu bola k dispozícii k bagru nadstavba ramena s hydraulickým vrtným kladivom (Deilmann-Haniel) (obr. 4).

Pri raziacich prácach v pretlaku vzduchu môžu byť v zásade použité len elektrohydraulické zariadenia, aby sa pracovné ovzdušie nezhoršovalo spalinami motorov. Tu boli použité elektrický tunelový pásový bager LIEBHERR 912 (obr. 5), pásový nakladač Deilmann-Haniel (obr. 6) s bočným násypom k nakladaniu troch veľkokapacitných koľajových vozov s bočným výsypom (Mühlhäuser) v štartovacej jame. Koľajová doprava bola zabezpečovaná dvomi akumulátorovými lokomotívami Clayton.

K zabezpečeniu otváraného výlomu a čelby striekaným betónom bol používaný systém striekania mokrej zmesi (obr. 7). Táto bola zamiešavaná v štartovacej šachte v betonárke, pričom kamenivo s cementom a chemickou prísadou boli na stavbu dovážané ako prefabrikovaná suchá zmes a uskladňovaná v dvoch 30 m³ silách pri betonárke. Po automatickom zamiešaní zmesi (cez váhy) s vodou bola zmes do tunela dopravovaná lokomotívou dvomi koľajovými domiešavačmi (Mühlhäuser) k čerpadlu betónovej zmesi (Meyco) (obr. 8).

ZÁVER

Práca v stlačenej vzduchu sa môže použiť v kombinácii s viacerými tunelovacími metódami, ale najčastejšie sa používa pri razení štítom, alebo takým spôsobom ako pri výstavbe metra v Mníchov: s hnaným pažením a metódou striekaného betónu. Keďže nebezpečenstvo ochorenia sa výrazne znižuje pri práci v pretlaku vzduchu pod hranicou 0,1 MPa, používa sa stlačený vzduch v kombinácii s normálnym razením, ako riešenie prechádzania najhorších úsekov, a ako záloha pre najhoršie prípady. Piesčité zvodnelé vložky a tekuté piesky sa výrazne ľahšie zvládajú pri použití metódy stlačeného vzduchu.

Použitie stlačeného vzduchu v zložitých geologických podmienkach sa na území Slovenska v minulosti nezaznamenalo napriek tomu, že v 60. rokoch bola táto metóda veľmi používaná v štátoch východného bloku, a to pri výstavbe metra a kanalizačných štôlní vo Varšave, v Budapešti, v Moskve a Leningrade. Je možné, že raz využijú prednosti tejto metódy aj slovenskí tunelári napr. v kvartérnych sedimentoch Bratislavy.

ING. DUŠAN ŠVAJDA,
svajda@vahostav-tsz.sk,

Váhovstav – Tunely a špeciálne zakladania, a. s.



Obr. 8 Výroba mokrej zmesi SB a vyklápanie vozov umiestnené v štartovacej jame
Fig. 8 Production of shotcrete wet mix and tipping of cars in the starting chamber

compressed air, was carried out only in the sections where the profile rose to the level of the Quaternary gravels and sands.

The grouting in sections with the overburden 8 – 14m thick was performed from within the tunnel. The grouting crews and miners exchanged the excavation faces every 14.0m (alternation between excavation faces).

The grouting in sections with the overburden 4.0 to 8.0 m thick (a 110m long section before the entrance to the existing station) was performed from the ground surface; the traffic was diverted step by step, as required by the needs of positioning the drilling rigs.

Steel sheets were used as forepoles driven by a hammer drill to support the excavation roof and prevent loose gravels from pouring out. The excavator was equipped with a hydraulic hammer drill attachment (Deilmann-Haniel) (see Fig. 4).

Basically, only electro-hydraulic equipment can be used when working in compressed air, so that the working atmosphere is not spoiled by exhaust gases. This project used electrical crawler tracked tunnel excavator LIEBHERR 912 (see Fig. 5), crawler tracked side-discharging loader Deilmann-Haniel (see Fig. 6) for loading three large-capacity side-tipping rail cars (Mühlhäuser) in the starting shaft. Rail-bound haulage was provided by two battery-powered locomotives Clayton.

The excavated opening and excavation face were supported with shotcrete applied using the wet process (see Fig. 7). The wet concrete mixture was prepared in a batching plant installed in the starting chamber, from aggregates, cement and chemical additive supplied to the site in the ready-mix form and stored in two 30m³ silos at the batching plant. After automatic batching and mixing of the components with water, the mixture was transported by the locomotive in two rail-bound mixers (Mühlhäuser) to the concrete pump (Meyco) (see Fig. 8).

CONCLUSION

The work in compressed air can be utilised in combination with several tunnelling methods. Most frequently it is used in shield driving, but also, as at the construction of the underground railway in Munich, in combination with forepoling and shotcreting. Because the potential of developing a disease decreases if the work is carried out in a positive pressure under the limit of 1 bar, compressed air is utilised in combination with normal excavation, as a solution for passing through the worst sections, and as a stand-by method for the worst scenarios. Sandy aquifers, quick sands, can be handled significantly easier using the compressed air method. The utilisation of compressed air in the difficult geological conditions in Slovakia has not been recorded in the past, despite the fact that this method was often used in the 1960s in the states of the Eastern Block, namely at the construction of the metro and sewerage galleries in Warsaw, Budapest, Moscow and Leningrad. It is possible that once the advantage of this method will be taken also by Slovakian tunnellers, e.g. in the Quaternary sediments of Bratislava.

ING. DUŠAN ŠVAJDA,
svajda@vahostav-tsz.sk,

Váhovstav – Tunely a špeciálne zakladania, a. s.

ŠPECIÁLNE PODZEMNÉ A TUNELÁRSKE TECHNOLOGIE

SPECIAL UNDERGROUND CONSTRUCTION TECHNOLOGIES

STANISLAV SIBERT

Hoci sa v bežnej reči často používa termín špeciálne technológie, presnejšie by bolo hovoriť o technológiách, ktoré reagujú na špeciálne požiadavky alebo obmedzenia, na základe rôznych okolností, zákonov, nepriaznivých prírodných, najmä geologických a hydrogeologických pomerov, alebo ochrany pamiatok, majetku, prírody či životného prostredia. Spomínané špeciálne požiadavky kladú vysoké nároky na realizátorov podzemných prác či už ide o technické riešenia, nové materiály, osobitné pracovné postupy alebo len o mimoriadne nároky na exaktné dodržiavanie technologických postupov. Rovnako vysoké nároky sú kladené na investorov, lebo takéto – špeciálne riešenia bývajú finančne nákladnejšie a nie zriedkavo stavbu predražujú aj niekoľkonásobne. V každom prípade táto zvýšená náročnosť smeruje k novým, objavným, často aj neobvyklým riešeniam, a tak sa stáva hybnou silou technologického rozvoja podzemného staviteľstva.

V tomto článku sa chcem zaoberať niekoľkými príkladmi vydarených riešení – reakcií na rôzne okolnosti, ktoré sme získali pri realizácii rôznych projektov. Keďže v súčasnosti, vzhľadom na finančnú situáciu v SR sa podzemné stavby realizujú iba v obmedzenom rozsahu, všetky uvedené príklady, až na jeden, sú zo zahraničných stavieb.

ŠPECIÁLNE POŽIADAVKY NA OCHRANU ŽIVOTNÉHO PROSTREDIA

V tejto súvislosti je zaujímavá stavba **mestského diaľničného tunela Dölzschchen na trase A17 v Dražďanoch**, kde raziene prebiehalo v blízkosti husto obývaného sídliska, čo si vyžiadalo zákaz ťhacích prác v čase od 20 do 6 hodiny, aby obyvatelia neboli obtiažovaní hlukom a otrasmi. Táto skutočnosť významne ovplyvnila náročnosť na organizáciu práce a na presné dodržiavanie razičských cyklov. Časový cyklogram raziene musel byť zostavený tak, aby v nočných hodinách nevznikali prestoje čakaním na odstrel, pretože to by ovplyvňovalo výkony a tým aj termíny výstavby a cenu diela. Ani najdomyselnejšie zostavený cyklogram však nedokáže zamedziť výskytu zdržaní v dôsledku neočakávaných udalostí. To znamená, že akákoľvek porucha stroja alebo energetického systému, ktorá by bola znemožnila vykonanie odstrelu pred dvadsiatou hodinou, zdržala by postup raziene ešte o ďalších 10 hodín (tj. do 6 hodiny ráno). Preto bolo treba veľa pružnosti a nepretržitej pripravenosti na tvorivé riešenie problémov. S uspokojením konštatujeme, že toto obmedzenie naši raziči a technici majstrovsky zvládli a dokázali denne vyraziť 7 – 10 metrov tunela tj. tri až štyri cykly za 22 hodín (obr. 1, 2).

Obmedzenia výkonu ťhacích prác sa vyskytujú takmer vždy, keď výstavba prebieha v zastavanej oblasti. Nebolo to inak napríklad aj pri výstavbe **pražského metra z Kobyliškého námestia na trase IVC1**,

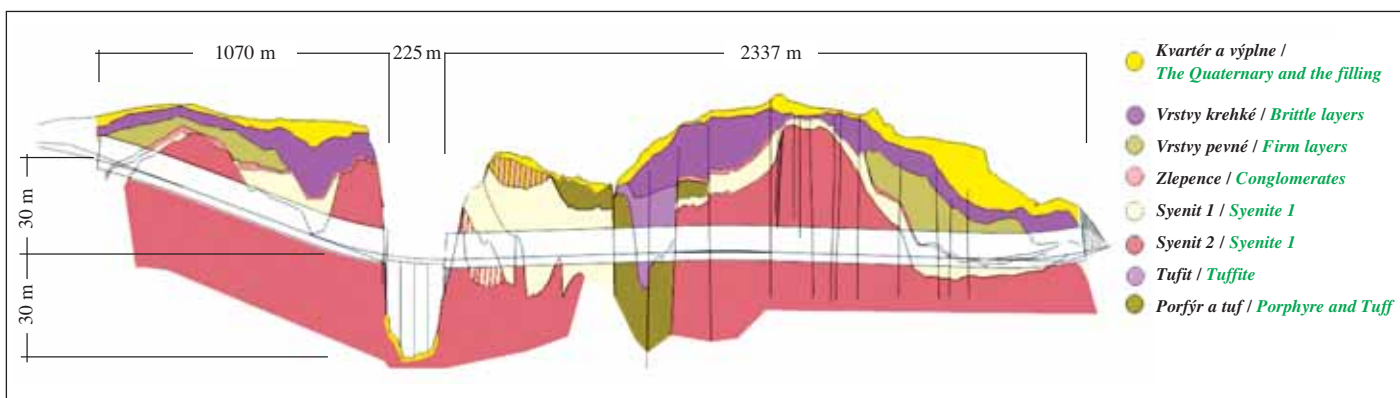
Although the term “special technologies” has become common in discussions, it would be more precise if we speak about technologies responding to special requirements or restrictions based on various circumstances, laws, adverse natural condition – mainly geological and hydrogeological, or ensuring protection of monuments, property, nature or environment. The above-mentioned special requirements put heavy demands on tunnelling contractors, no matter whether the problem is found in the technical solution, new materials, specific working procedures, or only unusually strict requirements for exact compliance with technological procedures. Equally heavy demands are put on project owners because such special solutions tend to be more costly, increasing the cost of the project even multiply. At all events, such increased complexity leads up to new, inventive, often also unusual solutions; thus it becomes the motive power driving the technological progress of the field of underground construction ahead.

In this article, I will deal with several instances of successful solutions - responses to various conditions that were developed in the course of implementation of various projects.

SPECIAL REQUIREMENTS FOR ENVIRONMENTAL PROTECTION

In this context interesting is the construction of **the urban highway tunnel Dölzschchen on the A17 highway in Dresden**. This tunnel was driven in a vicinity of a densely populated residential area, which required restriction on blasting operations from 8:00 p.m. to 6:00 a.m., to protect the residents from the annoyance caused by noise pollution and vibrations. This fact significantly affected the demands placed on the work organisation and strict adherence to the excavation cycles. The time schedule of the cycle had to be prepared in a manner preventing downtimes due to waiting for the blasting because it would have negatively affected the advance rates, therefore also meeting of the construction deadlines and keeping of the cost of the works. Even the most ingenious schedule, however, is incapable of preventing occurrence of delays resulting from extraordinary events. This means that any equipment or power supply system failure that would have prevented the blasting before 8:00 p.m. would have delayed the excavation face advance for additional 10 hours (i.e. by 6:00 a.m.). A high level of elasticity and permanent readiness to creatively solve the problems was therefore a must. We can express our satisfaction stating that our mining crews and technical staff mastered this task. They managed daily to excavate 7 – 10 metres of the tunnel, which means three to four excavation cycles finished within 22 hours (see fig. 1, 2).

Blasting operation restrictions occur nearly always when a tunnel is driven within a built-up area. This was not different for instance during



Obr. 1 Geologický profil tunelov Dölzschchen a Cöschütz

Fig. 1 Geological profile of the Dölzschchen and Coschütz tunnels

kde obmedzenie platilo od 21 do 7 hodiny a v nedeľu dopoludnia trvalo aj počas bohoslužieb.

Inakšie sa riešil problém nočného pokoja na razení tunelov v oblasti **podzemnej stanice Ostentor mestskej dráhy v Dortmunde**, kde sa vykonávali výlomové práce v hĺbke 3 – 5 metrov pod povrchom vozoviek v husto obývaných uliciach veľkomesta. Tam sa síce trhacie práce nesmeli používať, ale prekážkou boli aj vibrácie spôsobované impaktorom. Preto sa v čase po 22. hodine museli vymeniť mechanizmy v čelbe a na výlomové práce sa potom mohli používať len fréza (BQFG – Boart Quer Fräse Gerät) alebo lopata tunelového bagra Liebherr 934 (obr. 3).

OCHRANA MESTSKEJ ZÁSTAVBY, NAJMÄ PAMIATKOVO CHRÁNENÝCH ALEBO PRIEMYSELNÝCH OBJEKTOV NA POVRCHU

Mestská zástavba, pamiatkovo chránené alebo priemyselné objekty na povrchu bývajú veľmi častým obmedzením pri razení dopravných tunelov. Nároky na takéto obmedzenia sú nepriamo úmerné výške nadložia nad razným dielom. Čím je nadložie menšie, tým sú nároky na technologickú disciplínu prísnejšie a aj na samotnú technológiu väčšie.

V tejto súvislosti chcem spomenúť razenie **traťového tunela Steinhaldenfeld v úseku Hauptfriedhof – Neugereuth na linke U2 mestskej podzemnej dráhy v Stuttgarte**.

Tento 940 m dlhý tunel je väčšou časťou vedený popod hlavný cintorín mesta Stuttgart. Z toho samozrejme vyplynula požiadavka prísnej ochrany povrchu pri razení. Pri nízkom nadloží – okolo 10 až 15 m nad stropom diela – a pri veľkom profile dvojkolajného tunela – plocha výlomu kaloty 67 m² – boli potrebné osobitne náročné opatrenia pri razení. Prevencia odklesov povrchu sa riešila najmä okamžitým zaistovaním všetkých odkrytých plôch vylomeného priestoru pomocou striekaného betónu. Hoci v mäkkejšej hornine bolo možné vykonávať výlomové práce pomocou bagra, v tvrdších horninách, a tých bola prevaha, sa nedalo vyhnúť vrtnothravinovej technológii. Udržanie stability čela si vyžadovalo členiť čelbu horizontálne, v úsekoch so zlou geológiou aj vertikálne. Až po vyrazení kaloty a jej zaistení primárnym ostením sa razila spodná časť – lavica a dno. Počas razenia sa vykonávali nepretržité merania deformácií a na základe ich vyhodnocovania sa optimalizovali pracovné postupy. V prípade potreby sa uplatňovali dodatočné bezpečnostné opatrenia, najmä stanovovanie limitných množstiev trhavín (obr. 4), aby sa zamedzilo prejavom seizmických účinkov na povrchovú zástavbu.

V oblasti vyústenia tunela na povrch je husto obývaná štvrť Steinhaldenfeld. To si vyžiadalo nielen prísne dodržiavanie nočného pokoja, ale aj osobitnú pozornosť pri výkone trhacích prác v bezprostrednej blízkosti obytných a iných budov. V spolupráci so štátno autorizovanými odborníkmi sa tu stanovili postupy trhacích prác rešpektujúce prísne ustanovenia normy DIN 4150. Účinky trhacích prác sa kontrolovali (pod osobitným dozorom znalca – Dipl. Ing. Horst Rebeck) meraním frekvencií seizmických vln. Na základe meraní sa upravovali medzné nálože a menili parametre trhacích prác. Tu je treba povedať, že naša spoločnosť dostala na tejto stavbe povolenie vykonávať trhacie práce v mestskom prostredí a vlastnými strelmajstrami, to znamená, že v plnom rozsahu zodpovedala za výkon trhacích prác, za stanovovanie limitných náloží i za skladovanie výbušnín, čo sa doteraz zahraničným firmám nepodarilo. Naši pracovníci túto dôveru nesklamali.

V súvislosti s ochranou povrchu a trhacími prácami sa konali aj ďalšie opatrenia v záujme minimalizácie záťaže na obyvateľov štvrte Steinhaldenfeld. Napríklad posledných 70 m pred vyústením na povrch sa tunel rozdeľuje na dva jednokolajné tunely. Nízke nadložie a horninové pomery v Steinhaldenfelde si vyžiadali pri razení tejto dvojice jednokolajných tunelov osobitný postup, pri ktorom sa po vyrazení jednej tunelovej rúry muselo najprv ukončiť budovanie sekundárneho betónového ostena a až potom sa mohlo prikráčať k razeniu druhej rúry.

Ochrana povrchu bola dôležitá aj na razení **dialhičných tunelov Dölzschena a Coschütz na diaľnici A17 v Draždánoch**, ktoré prechádzali pod pamiatkovo chránenou kaplnkou postavenou nad zvislou skalnou stenou, pod pivovarom vybudovanom na umelo spevnenom násype a pod sídliskami Coschütz a Pesterwitz (obr. 5).

Technológia razenia tu bola veľmi náročná. Pričný profil tunela s plochou 150 m² sa musel rozdeliť na dve časti, ktoré sa razili v dvoch etapách. V prvej etape sa súčasne jednou osádkou v oboch rúrach striedavo razila horná časť profilu – kalota. Keďže začiatok prác na oboch portáloch tunela Coschütz bol v extrémne narušených horninách v tesnej blízkosti základov už existujúceho mosta, na osádku boli



Obr. 2 Západný portál tunela Dölzschena
Fig. 2 Portal West of the Dölzschena tunnel

the construction of the **Prague Metro line IVC1 from Kobylisy Square**. Restrictions on blasting operations covered the time from 9:00 p.m. to 7:00 a.m., plus worshipping times of Sunday mornings.

Another solution to the problem of the night-time quiet was necessary at excavation of tunnels near **the underground station Ostentor on the urban underground railway line in Dortmund**. The excavation work was carried out at depths of 3 – 5m under the street pavement, in densely populated streets of the city. Blasting operations were restricted there in general, but also vibrations from the impact hammer operation were obstacle. For that reason the excavation equipment used at the heading had to be replaced from 10:00 p.m. solely by a roadheader (BQFG – Boart Quer Fräse Gerät) or by the shovel of a Liebherr 934 tunnel excavator (see fig. 3).

PROTECTION OF EXISTING BUILDINGS, PRIMARILY OF LISTED OR INDUSTRIAL BUILDINGS

This protection poses frequent problems for construction of transit tunnels. Requirements for restrictions are negatively correlated with the thickness of the cover of the underground structure. The thinner the cover the more demanding requirements for technological discipline and the technology proper.

In this context I would like to remember the excavation of **the Steinhaldenfeld running tunnel found on the Hauptfriedhof – Neugereuth section of the U2 line of the underground railway in Stuttgart**.

A greater part of this 940m long tunnel runs under the main cemetery of the city of Stuttgart. Naturally this situation was a reason for a requirement for strict protection of the ground surface during the excavation. The shallow cover (about 10 – 15m) and the large profile of the double-rail tunnel (excavated cross-section area of 67m²) called for especially demanding measures during the tunnelling. The surface subsidence prevention was solved above all by immediate application of shotcrete to all exposed surfaces of the underground opening. Although a weaker ground could be excavated with an excavator,



Obr. 3 Dortmund – tunelbáger Liebherr 934 v štartovacej jame
Fig. 3 Dortmund – Liebherr 934 tunnel excavator in the starting shaft



Obr. 4 Stuttgart U2 – situovanie portálu v záreze
Fig. 4 Stuttgart U2 – situation of the portal in the open box

kladené veľmi vysoké nároky, hlavne na eliminovanie akýchkoľvek deformácií. Dôraz bol kladený na presné a kvalitné vykonávanie trhačích prác dodržiavanie minimálnej hrúbky primárneho ostenia, ale aj dobrú organizáciu a návaznosť jednotlivých pracovných operácií, aby sa predišlo prípadným prestrojom. Navyiac sa prevrtával a následne zošival medzitunelový pilier. Použili sa cca 10 m dlhé GEWI tyče s masívnymi roznášacími platňami.

Po vyrazení kaloty sa začalo razenie spodnej časti tunela, a to z každej bezpečnostnej spojovacej chodby, aby sa vytvorili rôzne varianty ťažbových trás. Vývrty pre trhačie práce sa vrtali vrtacími vozmi ATLAS COPCO 352 s kontrolou presnosti vrtania systémom BEWER Control. Dĺžka záberu sa pohybovala od 0,8 do 3 m podľa geologickej situácie. Všetky plochy novovylomeného priestoru sa okamžite zaistovali primárnym ostením pozostávajúcím z betónu hrúbky 20 cm striekaného súpravou Normet – Spraynec, vystuženého vrstvou ocelevej zvráanej mrežoviny „kari“ a 4 m dlhými ocelovými svorníkmi. Na práce vo výškach sa používali dvojramenné plošiny Normet. Striekacím betónom sa zaistovali aj plochy provizórneho dna kaloty a čela výrubu. Primárne ostenie kaloty sa smerom nadol na oboch stranách klenby rozširovalo, a tak vytváralo pätky zamedzujúce jeho pokles pri razení lavice a dna.

Pri razení spodnej časti profilu sa zaistovalo primárne ostenie bokov predĺžovaním priehradových oblúkov po dno tunela, vystužovaním ocelovou mrežovinou a zastrekaním na hrúbku zodpovedajúcu hrúbke striekaného betónu kaloty.

OCHRANA POVRCHOVÝCH, ALEBO BLÍZKO POD POVRCHOM SA NACHÁDZAJÚCICH LÍNIOVÝCH STAVIEB

Táto požiadavka býva osobitne náročná, hoci našťastie časovo obmedzená, v súvislosti s objektami, na ktorých obvykle nemožno prerušiť prevádzku počas stavebných prác (cesty, železnice, plynovody, vodovody).



Obr. 5 Východný portál tunela Dölzsch
Fig. 5 Portal East of the Dölzsch tunnel

application of drill and blast was unavoidable in harder rock, which prevailed. To keep the face stable, it was necessary to proceed with a horizontal excavation sequence, and also a vertical sequence had to be applied in sections with poor geology. The bench and invert were excavated only after the top heading excavation had been finished and the support installed. Deformations were measured continually throughout the operations. Results of the measurements were assessed and working procedures were optimised accordingly. If required, additional safety measures were implemented, mainly consisting of setting explosives quantity limits so that manifestations of seismic effects on surface buildings were prevented (see fig. 4).

There is the densely populated Steinhaldenfeld district in the surfacing area of this tunnel. It required not only rigorous maintenance of the night-time noise limits, but also special attention to be placed on the execution of blasting operations in the vicinity of residential and other buildings. Blasting procedures were developed in collaboration with a state-authorised expert to comply with stringent stipulations of the norm DIN 410. The blasting effects were monitored by measuring the peak particle velocities of seismic waves (in the personal presence of the expert – Dipl. Ing. Horst Rebock). The results of the measurements provided the basis used for the determination of charge limits and for adjustment of parameters of the drill and blast operations. It must be stated here that our company was issued a permit authorising it to carry out blasting work in the urban environment using our own shot firers. The fact that our company was fully authorised to execute the blasting, determine the charge limits, and store explosives was a success no other foreign company had achieved before. Our employees did not break this trust. Also other measures were adopted for the benefit of the residents of the Steinhaldenfeld district, to minimise the burden loaded on them by the blasting operations. For instance, the tunnel bifurcates into two single-track tunnels within the last 70m long section before the tunnel mouth. The shallow overburden and poor geological conditions in Steinhaldenfelde required a special excavation procedure for this twin-tube section. The excavation of one tube had to be completed by the erection of the secondary (internal) liner before the other tube excavation was allowed to start.

The ground surface protection was important also at the excavation of the **Dölzsch and Coschütz highway tunnels on the A17 highway in Dresden**. These tunnels passed under a listed building, a chapel built at the foot of a vertical rock wall, under a brewery constructed on an artificially consolidated fill, and under residential areas Coschütz and Pesterwitz (see fig. 5).

The excavation technique was very exacting there. The tunnel cross-section with an area of 150m² had to be divided into two parts, which were excavated separately, in two phases. The first phase comprised the excavation of top headings in both tubes, by a single mining crew rotating between the two headings. Because extremely faulted rock mass was encountered at the beginning of the excavation work at both portals of the Goschütz tunnel, found in addition in close proximity to foundations of an existing bridge, the mining crew was under high pressure having to guarantee zero deformations. Stress was placed on precise and quality execution of blasting, maintenance of minimal thickness of the primary liner, but also fluent organisation of the operations so that contingent downtimes would be prevented. In addition, the central rock pillar was reinforced from both tunnels by the installation of 10m long GEWI bolts with rugged faceplates.

Once the top heading excavation had been completed, the bench excavation commenced from each cross passage, to establish several excavation routes. ATLAS COPCO 352 rigs used for the blasthole drilling were equipped with the Bever Control profiling and scanning system. The round length varied from 0.8 to 3m, depending on geological conditions. All surfaces of the newly excavated opening were immediately supported by primary lining consisting of a 20cm shotcrete layer applied by a Normet – Spraynec spraying machine, reinforced with a layer of welded mesh KARI, and 4m long rock bolts. Elevated work was carried out using twin-boom Normet lifting platforms. The surfaces of the top heading temporary invert and the excavation face were also supported by shotcrete. The thickness of the primary liner at the top heading grew in the direction towards the bottom on both sides of the vault, thus creating footings preventing subsidence of the liner during the subsequent bench and invert excavation.

The primary lining of the sidewalls was constructed by extending the lattice girders down to the tunnel bottom, installing steel mesh and applying shotcrete. The shotcrete thickness corresponded to the thickness of shotcrete applied at the top heading.

V tejto súvislosti treba spomenúť **diaľničný tunel Gäubahntunnel Stuttgart – Sonneberg**, ktorý prechádzal popod železničnú trať v hĺbke len 4 – 6 m pod úrovňou koľají. Koľajová trať a razený tunel sa križovali našťastie takmer kolmo, takže úsek, v ktorom sa musela nasadiť doplnujúca technológia a museli sa dodržiavať prísne opatrenia, bol iba 45 m v oboch tunelových rúrach. Rozpojovanie v celom tuneli bolo len pomocou tunelovacieho bágra. V úseku spomínaného križenia sa trás železnice a tunela sa realizoval špeciálny mikropilotový dáždnik dĺžky 8 až 9 metrov vrtný z čelby vrtným vozom Atlas Copco, ktorý bol v čelbe na vrtanie svorníkov a kotiev. Voči klasickému mikropilotovému dáždniku bola zmena v použitom materiáli. Namiesto rúr boli použité GEWI tyče priemeru 45 mm s odvodušňovacími hadičkami, pre injektáž bol použitý špeciálny mikromletý cement. Zábery tu boli skrátené na 0,6 – 0,8 metra a dáždnik sa vrtal každý druhý záber. Výhodou pri tejto technológii bolo to, že vrtný voz obsluhovala čelbová osádka, takže až na skrátený záber a znížený postup prác nebola žiadna výluka v čelbe a nemusela sa dovážať žiadna špeciálna vrtná súprava ani iné technologické zariadenia (obr. 6).

Podobne už aj spomínaný **diaľničný tunel Coschütz v Dražďanoch** podchádzal popod tlakové potrubie pitnej vody (DN 1000) nachádzajúce sa v 6 m výške nad tunelom, kde museli byť takisto aplikované mimoriadne opatrenia.

Podobný charakter malo aj podchádzanie traťového tunela dvojkolajným odbočujúcim tunelom v 2. stavebnom úseku **mestskej dráhy v Dortmunde, medzi stanicami Reinoldikirche a Ostentor**.

Stavebný úsek pozostáva z dvoch rovnobežných jednokolajných tunelov s plochou prierezu 40 m² s dĺžkami 573,0 a 576,5 m, ktoré na východnom konci vychádzajú na povrch a na západnom konci do vybudovanej stanice Reinoldikirche. Približne v strede 2. stavebného úseku sa buduje stanica Ostentor. Medzi stanicami Reinoldikirche a Ostentor je dvojkolajná odbočka do budúcej trasy smerujúcej na sever. Táto odbočka sa razila z 22 metrov hlbokéj odtážbovej šachty, ktorá má kruhový profil s priemerom 15 m a je situovaná severne od dvojice rovnobežných tunelov 2. stavebného úseku. Dvojkolajný tunel odbočky bol vyprojektovaný tak, že oblúkom prešiel popod severný tunel 2. stavebného úseku, a potom vystúpil do stredu medzi jednokolajnými profilmi, kde sa s nimi spojil, čím sa pred stanicou Reinoldikirche vytvorilo 16 m široké výhybište, ktorého prierez má plochu 196 m² (obr. 7, 8).

Prechod dvojkolajnej odbočky popod severný tunel patril k najnáročnejším prvkom celej stavby, pretože zvislá vzdialenosť týchto diel v mieste križovania bola len 5 metrov. Aby nedošlo k porušeniu podchádzaného tunela, bola potrebná premyslená technológia razeňa a veľká opatnosť. Razilo sa Novou rakúskou tunelárskou metódou v krátkych záberoch 0,8 – 1,2 m a novootvárané priestory sa ihneď zaistovali vrstvou striekaného betónu, aby sa zamedzilo akémukoľvek uvoľňovaniu horniny. Strop sa zaistoval ocelovými



Obr. 7 Dortmund – Situovanie odtážbovej jamy s prechodom dvojkolajnej trate pod severnú jednokolajnú trať

Fig. 7 Dortmund – The situation of the hoisting shaft with the passage of the double-rail track under the northern single-rail tunnel



Obr. 6 Vrtanie špeciálneho mikropilotového dáždnika
Fig. 6 Drilling for a special canopy pre-support

PROTECTION OF AT-GRADE OR NEAR-SURFACE BURIED LINE STRUCTURES

Such requirements are usually especially demanding, even though limited in time where the operation of the structures (roads, railways, gas or water pipelines) cannot be interrupted for the time necessary for the execution of the construction work.

In this context, we should remember **the Gäubahntunnel Stuttgart – Sonneberg highway tunnel**, which passed under a railway line, at a depth of mere 4 - 6m under the rails level. Fortunately, the tunnel crossed the railway track nearly perpendicularly, therefore the section where supplementary equipment had to be deployed and stringent measures had to be adhered to was only 45m long in either tube. The rock was disintegrated solely with a tunnel excavator. A special 8 to 9m long umbrella canopy was installed in the above-mentioned tunnel – railway crossing section, using the Atlas Copco drilling rig utilised at the heading for installation of rock bolts and anchors. The material used for the canopy support was different than traditional pipes, i.e. GEWI rods 45mm in diameter with breather tubes, grouted with special microfine cement. The round length was reduced to 0.6 – 0.8m, and the drilling for the canopy was carried out at every other round. The advantage of this technology was the fact that the drill rig was operated by the heading crew, therefore no other delay was caused apart from the reduced round length and advance rate; no additional drilling rig nor other equipment had to be brought (see fig. 6).

Similarly, extraordinary measures had to be implemented in the above mentioned highway tunnel Coschütz in Dresden, which passed under a pressure potable water pipeline (DN 1000) found at a distance of 6m above the tunnel.

Also the character of the passing under a running tunnel by a double-rail branch tunnel in the second construction section of **the urban underground railway in Dortmund between Reinoldikirche and Ostentor stations**. This construction section consists of two single-rail tunnels with cross-section areas of 40m² and lengths of 573.0 and 576.5m, which emerge on the surface on the eastern ends and have the other ends in the already completed station Reinoldikirche. The Ostentor station is being built approximately at the mid-point of the section 2. There is a double-rail branch between the Reinoldikirche and Ostentor station leading to a future north heading line. This branch was driven from a 22m deep hoisting shaft with the diameter of the circular



Obr. 8 Dortmund – zložitosť postupu prác dokazuje aj horizontálne a vertikálne členenie čelby

Fig. 8 Dortmund – exactingness of the work procedure is proven also by the horizontal and vertical excavation sequence

lepenými ihlami (Spiessmi) dĺžky 2,5 – 4 m a ihneď sa buďovalo primárne ostenie zo striekaného betónu hrúbky 18 – 25 cm, ktoré okamžite preberalo nosnosť, aby „podfáraný“ tunel neostával bez podpory. Meraním napätí a deformácií sa kontrolovalo nebezpečie sadania a prípadné porušovanie horniny.

Jeden z príkladov aplikácie mimoriadnych opatrení pri líniových stavbách je aj zo Slovenska, pri razení **tunela Sitina**, kde sme zaistujúci mikropilotový dáždnik pre severný portál oboch tunelových rúr realizovali v tesnej blízkosti vysokotlakového plynového potrubia. Až po osadení tenzometrov, zabezpečenia kontinuálneho merania prípadných pohybov potrubia a nultom meraní sme mohli začať vrtné práce v bezprostrednej blízkosti plynového potrubia.

INÉ, ŠPECIÁLNE POŽIADAVKY

Počas výstavby tunela Lohberg pri Darmstade sa zistila v razenej hornine prítomnosť azbestu. Pretože s touto eventualitou projekt nepočítal, zásadne ovplyvnila dobu výstavby a tým aj cenu diela. Boli prijaté špeciálne opatrenia, aby pracovníci neboli pri dlhodobom styku s azbestom vystavení riziku ochorenia na rakovinu. Išlo o rozsiahle opatrenia organizačného, ale aj technického a technologického charakteru. Podľa dostupných informácií sa v takomto rozsahu azbest vyskytol poprvýkrát, preto bola tomu venovaná veľká pozornosť.

Problematike razenia pod hladinou spodnej vody s ochranou stlačeného vzduchu na stavbe podzemnej dráhy v **Mníchove na linke U3 – sever v stavebnom úseku 1 sa venuje samostatný článok** v tomto čísle časopisu Tunel.

ZÁVER

Spoločným menovateľom všetkých uvedených technológií je nutnosť adekvátne reagovať na výzvy, ktoré sme nazvali špeciálnymi požiadavkami na technológiu. Sú to výzvy, ktoré najviac akcelerujú vývoj odvetvia a novými riešeniami ho posúvajú dopredu. Riešiteľom tým spôsobujú nemalo starostí a vyžadujú, okrem premyslených riešení, aj **nesmiernu dôslednosť, profesionálnu zručnosť a železnú technologickú disciplínu pracovných kolektívov, ktoré ich realizujú**. Naša organizácia, využívajúca odbornosť bývalých baníkov, vystupovala na týchto stavbách v úlohe poddodávateľa pre renomované zahraničné firmy, a preto sa na technologickej príprave zúčastňovala len v obmedzenej miere. Avšak v ich realizačnom štádiu preberala a preberá na seba plnú zodpovednosť za ich zvládnutie.

Tieto aktivity, okrem ekonomických efektov, vytvárajú príležitosti pre uplatnenie uvoľnených baníkov v príbuznom odbore a prispievajú k udržaniu pripravenosti pre budúce potreby tunelárstva na Slovensku, a to na výške najmodernejšej dosiahnutej technologickej úrovne.

ING. STANISLAV SIBERT, sibert@vahostav-tsz.sk,
VÁHOSTAV – Tunely a špeciálne zakladania, a. s.

cross section of 15m, situated to the north of the couple of parallel tunnels of the construction section 2. The double-rail tunnel of the branch was designed to pass under the southern tunnel of the construction section 2 (curved alignment), emerge at the centre, between the single-rail tunnels, and join them, forming a 16m wide switching bay with a cross-section area of 196m² (see fig. 7, 8).

The passage of the double-rail branch under the northern tunnel belonged among the most demanding elements of the project because the vertical distance between the structures was of mere 5 metres. A well thought-out excavation technique and great carefulness was necessary to protect the tunnel being excavated underneath from damage. The New Austrian Tunnelling Method was applied, with a short round length varying from 0.8 to 1.2m; the newly excavated openings were immediately supported with shotcrete to prevent any loosening of the ground. The roof was supported by 2.5 – 4m long resin encapsulated steel needles (Spiess), followed immediately by the application of an 18 – 25cm thick final lining shotcrete layer, taking immediately the load so that the undermined tunnel would not remain unsupported. The threat of subsidence and contingent loosening of the ground was controlled by means of measurements of stress and deformations.

One of the instances of the application of extraordinary measures in line constructions can also be found in Slovakia. Canopy tube pre-support for the northern portal of the twin-tube **tunnel Sitina** was installed in a close vicinity to a high-pressure gas pipeline. We could start to work in close proximity to the gas pipeline only when we had installed strain gauges, secured continual measurements of contingent movements of the pipeline, and carried out the zero measurement.

OTHER SPECIAL REQUIREMENTS

Presence of asbestos in the ground was identified during the excavation of the Lohberg tunnel near Darmstadt. Because the design had not allowed for this fact, its impact on the construction duration and the cost was critical. Special far-reaching measures were adopted to protect the mining crews against exposure to the risk of developing cancer during the long-term contact with asbestos. The measures were focused on the organisation, excavation technique and equipment. Because it was, according to available information, the first instance of occurrence of asbestos in such a high concentration, the attention this case received was great. With respect to the extent and significance of the adopted measures, we are going to prepare more detailed information for one of the future issues of this magazine.

One of the worst enemies of constructors, tunnellers most of all, is often ground water. The problems of excavation work carried out under the water table level under the protection by compressed air, encountered at the construction of **the Line U3 – North, construction section 1 of the Munich underground railway**, are described in a separate article contained in this issue of Tunel magazine.

CONCLUSION

A common denominator of all above-mentioned technologies is the necessity to respond adequately to the challenges that we named the special requirements for technology. These challenges are the best accelerators of the development of the industry, and the new solutions move it forward. The new solutions, however, are associated with lots of problems, and they require not only new solutions, but also an **extremely high level of perseverance, professional skill, and total discipline in the working teams implementing them**. Our company, which has taken advantage of the skills of former coal miners, acted on those projects as a sub-contractor for renowned foreign companies. This is why our employees participated in the technological planning only to a limited extent. In the implementation phase, however, it has always assumed the full responsibility for coping with the demanding tasks.

Apart from economic effects, the above-mentioned activities are opportunities to employ the laid off coal miners in a related industrial branch, and contribute to maintaining of the company's readiness for future needs of the Slovakian tunnelling construction at the state-of-the-art technological level.

ING. STANISLAV SIBERT, sibert@vahostav-tsz.sk,
VÁHOSTAV – Tunely a špeciálne zakladania, a. s.

NEJNOVĚJŠÍ INOVACE V PROVÁDĚNÍ OSTĚNÍ ZE STŘÍKANÉHO BETONU – METODA LASERSHELL

THE LATEST INNOVATION IN SPRAYED CONCRETE LINING – THE LASERSHELL METHOD

MATOUS HILAR, ALUN THOMAS & LEO FALKNER

ÚVOD

Tunely s ostěním ze stříkaného betonu (OSB) jsou v současné době jednou z nejdynamičtějších oblastí v oboru podzemních staveb. Ražba pomocí OSB – někdy nazývána jako Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) – má široké uplatnění jak v zeminách, tak v skalních horninách a je stále oblíbenější pro svou všestrannou použitelnost. Ačkoliv se použití OSB osvědčilo, jako bezpečná a ekonomická metoda ražeb v zeminách (ICE 1996), pověst ražeb pomocí OSB značně utrpěla několika veřejně známými haváriemi.

Následující článek nejprve shrnuje vývoj tunelování pomocí OSB v zemích ve Velké Británii. Poté bude popsán současný stav vývoje OSB uplatněný při výstavbě terminálu 5 na letišti Heathrow v Londýně. Na tomto projektu byla poprvé použita inovační metoda s názvem LaserShell™.

VÝVOJ TUNELOVÉHO OSTĚNÍ ZE STŘÍKANÉHO BETONU

Poprvé byl stříkaný beton použit jako dočasné (a trvalé) zajištění výrubu v tunelech, ražených ve skalních horninách, v padesátých letech minulého století. Principy použití však fungují podobně i u měkkých hornin a zemin. V sedmdesátých letech byly úspěšně vyraženy mělce uložené tunely s OSB v zeminách jako součást výstavby metra ve městech jako Frankfurt a Mnichov. Po úspěšném využití OSB při stavbě tunelu pod kanálem La Manche začali britští tuneláři OSB využívat i na dalších projektech. OSB bylo použito pro náročné stavby staničních tunelů v Londýně. Jednalo se o stavby Heathrow Express (HEX) a prodloužení trasy metra Jubilee (JLE). Jelikož metoda OSB byla v Británii novou technologií, navíc relativně novou pro aplikaci v zeminách, tak bylo rozhodnuto vyrazit zkušební tunely. Oba tyto tunely (jak pro HEX, tak pro JLE) byly realizovány v tuhých překonsolidovaných londýnských jílech. Po úspěšných ražbách zkušebních tunelů začaly v roce 1994 práce na vlastních stavbách. Podrobnější hodnocení ražeb s využitím OSB v Británii je obsaženo v literatuře – Thomas (2003). Pojmu OSB dávají tuneláři v Británii přednost, jelikož je zcela popisný. Pojem OSB, na rozdíl od pojmu NRTM, nezahrnuje žádná filozofická tvrzení o projektování tunelu. Observační přístup NRTM není vhodný pro ražby v zeminách, při kterých je nutné klást důraz na minimalizaci deformací masivu (Thomas 2003).

Havárie tří souběžných tunelů na Heathrow během ražeb v říjnu 1994 způsobila značnou škodu na pozemních konstrukcích. Všechny ražby, jak na stavbě HEX, tak i na ostatních tunelech realizovaných pomocí OSB v Londýně, byly zastaveny (i když se na ostatních stavbách neobjevovaly žádné problémy). Důsledkem havárie byla velká revize ražeb pomocí OSB (ICE 1996). Byly zjištěny nedostatky v kontrole kvality a v řízení prací. Některé z hlavních poznatků jsou stručně popsány níže:

Je potřebný **integrováný přístup** k řízení velkých tunelových děl. Ten by měl zahrnovat organizaci stavby a její rozhodovací struktury, zkušené a kvalifikované klíčové pracovníky a zavedení mechanismů a procedur, které zajistí účinné zvládnutí bezpečnosti a rizik.

Jak v průběhu projektu, tak v průběhu realizace by měly být využity preventivní nebo ochranné mechanismy založené na principech **zvládnutí rizik**. Cílem těchto mechanismů v průběhu zpracování projektu je buď se rizikům vyhnout, nebo je snížit do stavu, kdy dosáhnou nejnižší rozumně dosažitelné úrovně (As Low as Reasonably Practicable = ALARP). Zbytečná rizika jsou pak zvládnuta během stavby pomocí sledování a pomocí předem připravených nouzových opatření.

Chování tunelů ražených pomocí OSB a chování horninového masivu musí být v průběhu stavby monitorováno, aby bylo ověřeno, že vše odpovídá předpokladům projektu. Výsledky **měření** musí být pravidelně vyhodnocovány v rámci komplexního procesu řízení stavby, který zaručí včasné zjištění abnormálního chování a včasné provedení předem připravených nouzových opatření.

INTRODUCTION

Sprayed concrete lined (SCL) tunnels are one of the most dynamic and exciting fields in tunnelling today. SCL – sometimes known as the New Austrian Tunnelling Method (NATM) – is widely used in soft ground as well as in rock tunnels and is increasingly popular because of its versatility. Although well-established as a safe and economic tunnelling method for soft ground (ICE 1996), the reputation of SCL tunnels has suffered from a few high profile collapses.

Having reviewed the development of SCL tunnelling in soft ground in the UK, this paper describes recent state-of-the-art SCL tunnelling at the Terminal 5 project in Heathrow Airport, London. This project included the first use of the innovative LaserShell™ method.

THE DEVELOPMENT OF SPRAYED CONCRETE LININGS FOR TUNNELS

Sprayed concrete was first used as temporary (and permanent) support in rock tunnels in the 1950's. However, the principles above apply similarly to weak rocks and soils. In the 1970's shallow SCL tunnels were successfully constructed in soft ground as part of metro projects in cities such as Frankfurt and Munich. Following the successful use of sprayed concrete on the Channel Tunnel, the tunnellers in Britain enthusiastically embraced the SCL method. SCL was proposed for the complex station tunnels of the Heathrow Express (HEX) and Jubilee Line Extension (JLE) projects, both in London. Because the SCL method was a new technique in the UK and relatively new to soft ground, trial tunnels were constructed in the stiff over-consolidated London Clay for both the HEX and JLE projects. Following the success of the trial tunnels, work commenced on the main projects in 1994. A more detailed review of SCL tunnelling in the UK can be found in Thomas (2003). The term SCL is preferred by some people in the UK because it is a purely descriptive term and, unlike the term NATM, it does not make any claims about the design philosophy of the tunnels. The more observational aspects of the NATM approach are not suitable for soft ground tunnelling where the emphasis is on restricting ground movements (Thomas 2003).

The collapse at Heathrow of three adjacent tunnels during construction in October 1994 caused significant damage to the surface structures. All tunnelling was stopped on the HEX project and also on other SCL works in London, even though no problems had been encountered on them. The collapse resulted in a major review of sprayed concrete lining (SCL) tunnelling (ICE 1996). Failings were identified in quality control and the management of the tunnelling. Some of the key lessons learnt are outlined below:



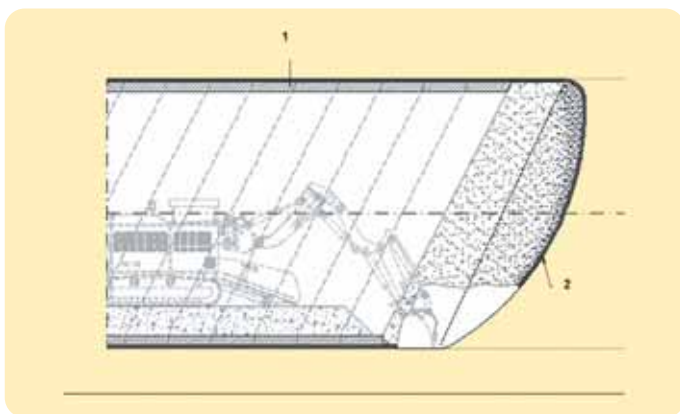
Obr. 1 Komora křížení železničních tratí tunelů Heathrow Express
Fig. 1 Heathrow Express Crossover tunnel



Obr. 2 TunnelBeamer™ s připevněným laptopem
Fig. 2 TunnelBeamer™ with attached laptop computer



Obr. 3 Inženýr směny používající TunnelBeamer™ pro navádění operátora trysky
Fig. 3 Shift engineer using the TunnelBeamer™ to direct a nozzleman



Obr. 4 Klenutý tvar čelby ražené metodou LaserShell™
1 - Strukturní vrstva aplikovaná na počáteční vrstvu
2 - Počáteční vrstva aplikovaná na klenutou čelbu
Fig. 4 Domed shape of Lasershell™ excavation
1 - Structural layer applied on initial layer
2 - Initial layer applied on domed face

Ražby s OSB byly nejprve obnoveny na stavbě JLE, poté i na HEX. Obě stavby byly úspěšně dokončeny. Podzemní stavitelství v Británii bylo nepochybně zkušeností z havárie na HEX posíleno. Doporučená zlepšení (HSE 2000) byla přijata do běžné praxe, a to jak pro ražby pomocí OSB, tak i pro všechny druhy ostatních ražeb (např. pro zvládnutí rizik na ražbách pomocí TBM – viz Williams 2005). Nehoda na Heathrow se náhodou časově shodovala s přechodem od používání suché směsi k mokré směsi pro OSB, což přineslo lepší kontrolu kvality. Integrovaný přístup k řízení staveb s těsnější spoluprací mezi projektantem, stavebním dozorem investora a dodavatelem podpořil týmového ducha, který značně pomohl zdárné rekonstrukci stavby HEX (Audsley et al. 1999).

Ačkoliv došlo k obratu směrem ke konzervativnímu přístupu, tato otevřená atmosféra na stavbě HEX napomohla k zavádění nových postupů. Například 90 m dlouhá komora křížení železničních tratí Heathrow Express (obr. 1) má proměnný profil s maximální výškou 12 m a šířkou 16 m. Primární OSB bylo vyztuženo ocelovými sítěmi, pro definitivní ostění byl použit stříkaný drátkobeton místo standardního monolitického betonu. Tím byl ušetřen přibližně jeden měsíc z harmonogramu

An integrated approach to the management of major tunnelling works is necessary. This should include site organisation and its decision making structures, the experience and competence of the key staff and the implementation of systems and procedures to ensure that safety and risk are effectively managed.

The use of preventative or defensive systems based on risk management principles should be applied during both design and construction. The aim of these systems during design is to either avoid risks, or reduce them to a condition where they are As Low as Reasonably Practicable (ALARP). Residual risks are then managed during construction, using monitoring and contingency measures.

The performance of the SCL tunnels and the ground must be monitored during construction to verify that both are behaving as envisaged in the design. Data from this monitoring must be reviewed regularly in a robust process of construction management which ensures that abnormal behaviour is identified and planned contingencies are implemented in a timely manner.

SCL works restarted, first on the JLE project and then on the HEX project, and both were successfully completed. The UK tunnelling industry undoubtedly emerged stronger from the experience of the HEX collapse. The improvements recommended (HSE 2000) have been embraced as standard practice, not just for SCL tunnelling, but all types of tunnelling (e.g. risk management for TBM tunnels – see Williams 2005). By chance the incident at Heathrow also coincided with the shift from dry mix to wet mix sprayed concrete, with the greater control of quality that wet mix brings. An integrated approach to managing construction with closer dialogue between the designer, site supervision team and construction team fostered a sense of teamwork, which helped the HEX project recovery (Audsley et al. 1999).

Although there was a swing towards a conservative approach, this open atmosphere on the HEX helped to deliver innovations too. For example, the 90 m long Heathrow Express crossover tunnel (Fig. 1) has a varying cross-section which is 12 m high by 16 m wide at its largest point. The primary lining was steel mesh reinforced sprayed concrete but, when it came to install the permanent lining, the contractor opted for a steel-fibre reinforced sprayed concrete lining, instead of a cast insitu concrete lining. This saved about 1 month on the construction schedule (Annett et al. 1997). Detailed pre-construction testing was required to ensure that high quality, durable sprayed concrete could be made. Because the steel fibres protrude from the surface of the lining, a finishing layer of mortar was sprayed on to create a smooth surface. Permanent sprayed concrete inner linings were used on other SCL tunnels, on the JLE project as well as HEX. They proved very effective at junctions as this saved the cost of complex formwork for cast concrete. As a whole, the experience in London (after the incident at Heathrow) reaffirmed that SCL construction in soft ground can be safe and economic.

Traditionally SCL tunnels consist of a temporary primary lining with a permanent cast insitu concrete secondary lining inside. As noted above, the use of sprayed concrete for the secondary lining can improve the cost-effectiveness of the SCL tunnelling. A further improvement is the use of so-called "single shell" linings. In a single shell sprayed concrete lining, all the concrete sprayed forms part of the permanent lining. The concrete may be applied in several layers. Clearly this saves time and money compared to the traditional approach of a temporary primary lining and then a secondary lining inside it. The Heathrow Baggage Transfer Tunnel in 1996 used single shell linings for the large junctions and shafts – the first use of a single shell sprayed concrete lining in soft ground in the UK.

Since the 1990's the popularity of SCL tunnelling has continued to grow in the UK. For certain types of work SCL has supplanted traditional methods (Thomas 2003). When the new Terminal 5 (T5) was proposed at Heathrow, it was clear that extensive tunnelling would be required to connect the rest of the airport to the new terminal. SCL structures play an important role, especially in the formation of junctions and short tunnels with complex shapes.

THE LASERSHELL™ METHOD

The concept of LaserShell™ was developed by two of the tunnelling companies at T5: Morgan Est (UK) and Beton- und Monierbau (Austria). The key features are as follows:

This is a single shell lining. Almost all the concrete sprayed forms part of the watertight permanent lining.

The tunnel lining is formed by steel fibre reinforced sprayed concrete without steel mesh or lattice girders. This improves safety significantly, as access to the unsupported face is not required. Moreover quality of the lining is better, as problems of shadowing around lattice girder and steel corrosion are eliminated. Since there are no lattice girders or mesh to install, production rates can be higher.

The excavation and lining geometry is controlled using the TunnelBeamer™ laser distometer, which takes spot readings of the distance to the excavated face or to the lining. The data from the laser are passed continuously to a computer situated adjacent to the ongoing work, which contains the 3D tunnel geometry information (Fig.2). A comparison of the theoretical and real position of excavation or

stavby (Annett a kol. 1997). Pro potvrzení vysoké kvality a trvanlivosti stříkaného betonu bylo nutné realizovat podrobné průkazní zkoušky. Nástřík tenké dokončovací vrstvy betonu byl nutný pro překrytí vyčnívajících ocelových drátků a pro vytvoření výsledného hladkého povrchu. Definitivní ostění ze stříkaného betonu bylo použito i na dalších ražbách tunelů s OSB na projektech JLE a HEX. Tento postup se ukázal jako velmi efektivní především v místech nestandardních profilů, jelikož šetřil náklady na náročné bednění potřebné pro monolitický beton. Obecně zkušenosti z Londýna (po havárii v Heathrow) znovu potvrdily, že ražby v zeminách s použitím OSB mohou být bezpečné a ekonomické.

Tunely s OSB se tradičně skládají z primárního ostění, které je přikryto sekundárním ostěním z monolitického betonu. Jak bylo poznamenáno výše, použití stříkaného betonu pro sekundární ostění může snížit náklady realizace tunelů s OSB. Dalším vylepšením je použití tzv. jednoplášťového ostění. U jednoplášťového ostění ze stříkaného betonu tvoří všechny nastříkaný beton součást trvalého ostění. Beton lze nanášet v několika vrstvách. Tento způsob jednoznačně šetří čas a peníze ve srovnání s tradičním postupem. Při stavbě zavazadlového tunelu na letišti Heathrow v roce 1996 bylo jednoplášťové ostění použito pro velké nestandardní profily a pro šachty, což bylo první použití jednoplášťového OSB v zeminách ve Velké Británii.

Od devadesátých let popularita ražeb pomocí OSB v Británii stále roste. Pro určité typy konstrukcí tato metoda nahradila tradiční metody (Thomas 2003). Při přípravě stavby terminálu 5 (T5) na Heathrow bylo jasné, že rozsáhlá výstavba tunelů bude nutná pro propojení zbylé části letiště s novým terminálem. Ražby pomocí OSB hrají velmi významnou roli především při realizaci křížení tunelů a šachet či realizaci krátkých propojek komplikovaných tvarů.

METODA LASERSHELL™

Koncepce metody LaserShell™ byla vyvinuta společností Morgan Est (Británie) a Beton-und Monierbau (Rakousko) pro stavbu terminálu 5. Hlavní charakteristiky metody jsou následující:

Jedná se o jednoplášťové ostění. Prakticky veškerý nastříkaný beton tvoří součást trvalého vodotěsného ostění.

Tunelové ostění tvoří stříkaný drátkobeton bez ocelových sítí a bez příhradových rámu. Tím je značně zvýšena bezpečnost, jelikož není nutné vstupovat při montáži rámu do prostoru nezajištěné čelby. Navíc se tím zvyšuje kvalita ostění, protože se eliminují problémy stínování v oblasti žeber a koroze oceli. Výkony ražeb mohou být vyšší vzhledem k odpadající instalaci příhradových rámu a sítí.

Tvary výrubu a ostění jsou kontrolovány pomocí laserového dálkoměru TunnelBeamer™, kterým je měřena poloha libovolných bodů na povrchu výrubu nebo na vnitřním líci ostění. Údaje dálkoměru jsou průběžně ukládány do počítače umístěného v blízkosti provádění měření. Počítač obsahuje informace o prostorovém tvaru tunelu (obr. 2). Na monitoru se zobrazuje porovnání teoretické a skutečné polohy výrubu či ostění. Počítač ovládá inženýr, který komunikuje s obsluhou tunelbagru nebo s operátorem trysky (obr. 3).

Čelba je ukloněná a vyklenutá (obr. 4), což zvyšuje stabilitu ve srovnání s klasickou svislou čelbou. Tvar čelby také snižuje sedání povrchu terénu.

Tunel je ražen na plný profil (v londýnských jílech do průměru 5 m), což vede k minimalizování počtu pracovních spár a k zvýšení produktivity. Rychlé uzavření prstence ostění snižuje sedání povrchu terénu.

Jednoplášťové ostění je provedeno ve třech vrstvách:

Počáteční vrstva (tl. 75 mm, vyztužená ocelovými drátky) slouží pro okamžité konstrukční zajištění nově vzniklého výrubu a pro zlepšení vodotěsnosti ostění. Tato vrstva je považována za „ztracenou“ z hlediska statického návrhu, protože by mohla být vystavena působení síranů.

Konstrukční vrstva (obecně 200 – 250 mm silná, vyztužená ocelovými drátky) slouží pro vytvoření trvalé nosné konstrukce. Tuto vrstvu lze provádět v několika etapách (v závislosti na poloze a rozměrech tunelu).

Dokončující vrstva stříkaného betonu (tl. 50 mm, bez ocelových drátků) je aplikována po dokončení ražeb a její povrch je upraven ručně, aby bylo dosaženo hladkého profilu ostění (obr. 5). Pro tuto vrstvu je použito nižší množství urychlovače tuhnutí (přibližně 2 %).

sprayed concrete lining is displayed on a monitor. The computer is controlled by an engineer, who passes the information to an excavator operator or to a nozzle-man (Fig.3).

The tunnel face is inclined and domed (Fig.4), which improves its stability in comparison to a conventional vertical face. The shape of the face may also reduce surface settlement of the ground.

The tunnel is constructed full face (up to 5m diameter in the London Clay) to minimise number of construction joints and to improve productivity. The rapid ring closure reduces settlement of the ground.

The single shell lining is built up in three layers:

An Initial layer (75mm thick, with steel fibres) to provide instant structural support to newly excavated ground and to enhance watertightness of the lining. The layer is considered to be sacrificial for design purposes, as it might be subjected to sulphate attack.

A Structural layer (typically 200 – 250mm thick, with steel fibres) to provide permanent load bearing structure. The layer may be constructed in several stages (depending upon location and tunnel size).

A Finishing layer (50mm thick, without steel fibres) is sprayed after completion of excavation works and hand finished to provide a smooth lining profile (Fig.5). The layer is applied with lower accelerator dosage (typically 2%).

A detailed description of the underground works associated with the Terminal 5 project at Heathrow Airport has already been presented in the magazine Tunnel

Konstrukce Structure	Vnější průměr External Diameter (m)	Hloubka Depth (m)	Délka Length (m)
Tunel pro odvedení dešťové vody (SWOT) / Storm Water Outfall Tunnel (SWOT)			
Vtoková šachta / Inlet shaft	12	22	
Mezilehlá šachta 1 / Intermediate shaft 1	7.2	19	
Mezilehlá šachta 2 / Intermediate shaft 2	6.8	22	
Výtoková šachta / Outlet shaft	11.5	20	
Startovací komora pro TBM / Frontshunt	4.7		41
A3044 Kolektor / A3044 Service Tunnel			
Severní vstupní šachta / North Reception Shaft	6.7	14	
Jižní vstupní šachta / South Reception Shaft	6.7	14	
Silniční tunel na letištní straně (ART) / Airside Road Tunnel (ART)			
8 nouzových propojovacích chodeb / 8 Emergency Cross-Passages (ECP)	3.7 - 5.5		140
2 místnosti zabezpečení / 2 Load Centre Rooms (LCR)	4.3 - 5.8		97
2 nouzové propojovací chodby s jímkami / 2 Emergency Cross-Passage Sumps (ECPS)	5.9 - 7.2		40
2 šachty pro jímký / 2 shafts in ECPS	4.7 - 6.9	22	
Terminál 5C (T5C) / Terminal 5C (T5C)			
Šachta prodloužení trasy Piccadilly (PiccEx) / Piccadilly Extension (PiccEx) shaft	13.8	33	
Mezilehlá šachta / Intermediate shaft	9.8	19	
Šachta prodloužení Heathrow Express (HEEx) / Heathrow Express Extension (HEEx) shaft	7.3 - 9.3	29	
Propojovací chodba / Cross Passage	4.5 - 6.8		193
Terminál 5D (T5D) / Terminal 5D (T5D)			
Šachta prodloužení Heathrow Express (HEEx) / Heathrow Express Extension (HEEx) shaft	12.5	35.3	
Propojovací chodba / Cross Passage	8.0 - 9.0		68
Ostatní / Other			
Propojka a nouzový únik HEEx / HEEx Headshunt	4.5 - 6.5		100
Napojení PiccEx na trasu metra Piccadilly / PiccEx Junction	4.5 - 8.5		200
CELKEM / TOTAL			880 m
Poznámka: Do hloubky šachet je započtena i konstrukce segmentového ostění použitého pro průchod zvodněnými šterky (obecně 10 m)			
Note: The depth of shafts includes caisson construction with a precast concrete segmental lining through the water-bearing gravels (typically 10m)			

Tab. 1 Konstrukce budované metodou LaserShell™ na stavbě terminálu 5
Table 1 SCL structures at Terminal 5 constructed using the LaserShell™ method



Obr. 5 Ruční upravování dokončující vrstvy
Fig. 5 Hand trowelling off the finishing layer

Podrobný popis podzemních prací souvisejících se stavbou terminálu 5 na letišti Heathrow již byl v časopisu Tunnel zveřejněn (Hilar a kol. 2005). Investor stavby BAA najal firmu Mott MacDonald jako generálního projektanta všech podzemních konstrukcí a sdružení Morgan Vinci JV (MVJV) jako generálního dodavatele všech podzemních staveb. Veškeré konstrukce zahrnující OSB byly vyprojektovány firmou Beton- und Monierbau a zkontrolovány firmou Mott MacDonald. Obě firmy, Mott MacDonald a Beton- und Monierbau, také odpovídají za koordinaci realizace všech ražeb pomocí OSB.

Stavba nového terminálu zahrnuje přes 13 km tunelů a šachet. Na obrázku 6 je umístění konstrukcí s OSB v prostoru letiště (Williams a kol. 2004). Všechny konstrukce ze stříkaného betonu na stavbě T5 jsou budovány metodou LaserShell™ a všechny jsou realizovány v londýnském jílu pod hladinou spodní vody (viz úplný přehled v tabulce 1). Ražby všech konstrukcí s OSB na stavbě terminálu 5 byly dokončeny, s výjimkou prací na napojení PiccEx na trasu metra Piccadilly, které budou dokončeny v létě 2006.

PRŮKAZNÍ ZKOUŠKY

Před začátkem ražeb byly provedeny rozsáhlé průkazní laboratorní a polní zkoušky (Eddie a Neumann 2003). Pro prokázání vhodnosti mokrého stříkaného betonu pro trvalé ostění byla stanovena následující kritéria:

- Životnost 120 let
- Pevnost 35 MPa po 28, 90 a 365 dnech
- Součinitel propustnosti vody nižší než 10^{-12} m/s
- Schopnost přenášet zatížení po vzniku trhliny (ohybová tuhost)
- Dlouhodobá chemická stabilita
- Dobrá přilnavost mezi dvěma vrstvami (tj. pevnost v tahu betonu s pracovními spárami má být stejná jako pevnost betonu bez spár)
- Styky jednotlivých záběrů by neměly snižovat spojitost ostění

Dále byla zahrnuta dvě krátkodobá kritéria pro tento materiál:

- Počáteční pevnost má vyhovět požadavkům oboru J2, dle rakouské směrnice pro stříkané betony
- Zpracovatelnost a čerpatelnost by měla být zachována od doby zamíchání do doby zpracování (normálně 120 minut)

Zkoušky byly prováděny ve třech fázích:

- Laboratorní zkoušky ke stanovení kritérií pro vlastnosti složek směsi
- Polní zkoušky směsí s nejlepšími vlastnostmi, vyvinutými v laboratoři
- Zkoušky trvanlivosti vybraných vzorků

Cekem se v laboratoři zkušelo 38 směsí. Vlastnosti směsí byly posouzeny na základě pevnosti v tlaku, konzistence a zpracovatelnosti směsi jako funkce času od zamíchání. Potom následovaly polní zkoušky vybraných 24 směsí. Pro simulaci skutečných podmínek na stavbě byla použita kombinace ručního a mechanického stříkání. Tvar tunelu byl simulován pomocí jednoúhelníkového rámu, na který byl prováděn nástřik. Polní zkoušky vedly k výběru jedné směsi pro další zkoušení.

K splnění požadavků na počáteční pevnost bylo potřebné velké množství cementu (450 kg/m^3). Dlouhodobě je tím zajištěn velmi pevný beton. Tato výhoda je doprovázena jednou nevýhodou. Vysoká pevnost betonu znamenala nutnost použití ocelových vláken s vysokou pevností, která jsou poměrně drahá. Drátky z oceli s normální pevností při ohybových zkouškách praskaly křehkým lomem místo tvárného porušení tahem. Drátky z vysoce

(Hilar et al. 2005). The client, BAA, employed Mott MacDonald as principal designer of all underground structures and Morgan Vinci Joint Venture (MVJV) as principal tunnel constructor. All works involving the sprayed concrete lining (SCL) were designed by Beton- und Monierbau and checked by Mott MacDonald. Both Mott MacDonald and Beton- und Monierbau are also responsible for the construction management of all SCL works.

The construction of the new terminal includes over 13km of tunnels and shafts. Figure 6 shows the location of SCL structures at the airport (Williams et al. 2004). All T5 sprayed concrete structures are constructed using the LaserShell™ method and are located in the London Clay below the water table (see Table 1 for a full list). Excavation of all SCL structures at Terminal 5 has been completed, except Piccadilly Junction works which will be completed in the summer 2006.

PRE-COMMENCEMENT TESTING

Extensive pre-commencement laboratory and field testing was done (Eddie & Neumann 2003). The following performance criteria were established for the wet mix sprayed concrete to demonstrate its suitability as a permanent lining:

- 120 years design life
- 35MPa strength at 28 days, 90 days and 365 days
- Coefficient of water permeability less than 10^{-12} m/s
- Ability to sustain load after cracking (flexural toughness)
- Long term chemical stability
- Good bond strength between two layers (i.e. tensile strength of jointed and un-jointed sprayed concrete to be same).
- The circumferential joints should not reduce the structural integrity of the lining.

In addition two short term criteria for the material were included:

- The early age strength to comply with the requirements of the Upper J2 class detailed in the Austrian Sprayed Concrete Guideline.
- Workability and pumpability should be maintained from batching time to application time (typically 120 minutes).

The testing was done in three phases:

- Laboratory trials to establish performance criteria for the mix constituents
- Field trials on the best performing mixes developed in laboratory
- Durability testing on selected samples

A total of 38 mixes were tested in laboratory. Compressive strength, density and mix workability as a function of elapsed time from batching were used to evaluate the performance of the mixes. Then 24 mixes were tested in the field trials. A combination of hand spraying and robot spraying techniques were used to replicate real construction conditions. Overhead spraying was undertaken on a purpose built frame to simulate a tunnel construction. The field tests resulted in the selection of one concrete mix for further trials.

The high quantity of cement (450 kg/m^3) was needed to fulfil the early age strength requirements. It provides a very strong concrete in the long-term. This is advantage is accompanied by one drawback. The high strength of the concrete meant that more expensive, high strength steel fibres were needed. Normal steel fibres snapped in bending tests, giving a brittle failure, rather than being pulled out, giving a ductile failure. High carbon steel fibres provide ductility, reduce thermal shrinkage cracking and improve impact toughness. This is a high performance wet mix sprayed concrete and naturally such high quality comes at a high price.

The addition of microsilica significantly improves concrete durability and permeability. Also it permits high workability of mix without segregation, and it improves mix adhesion. Polypropylene fibres improve spraying characteristics of the concrete, reduce plastic shrinkage cracking and improve the fire resistance of the lining. The Meyco SA 160, 'alkali-free' accelerator, was used. The usable life of the concrete was 180 minutes from the time of batching.

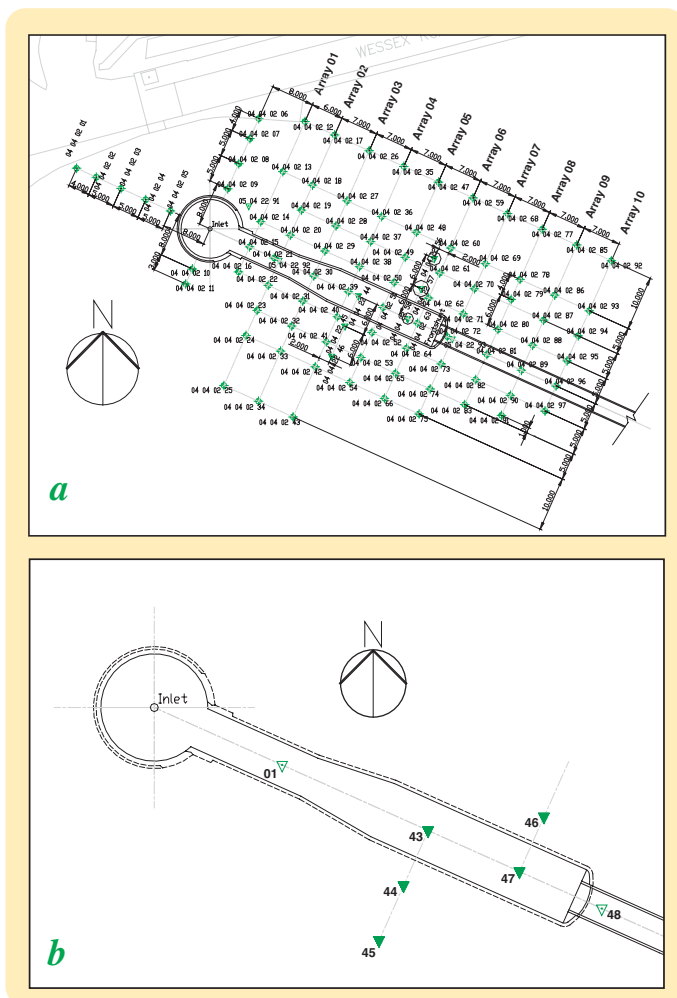
After field tests completion, three types of samples were tested for durability at the University of Innsbruck to understand the differences between sprayed concrete and traditional cast in-situ concrete:

- Sprayed concrete with the designated accelerator dosage levels
- Samples deliberately overdosed with accelerator
- Samples of in-situ concrete

The trials demonstrated that the sprayed concrete fulfilled all the performance criteria. Both short term and long term strength criteria were reached. Joints between layers and adjacent sections of sprayed concrete showed good structural integrity and low permeability. Tensile splitting and beam tests showed very little difference between samples of sprayed concrete with joints and without joints. Durability tests demonstrated that the sprayed concrete is stable and can be categorised as highly durable (even when overdosed with accelerator). Thus characteristics of the sprayed concrete are comparable to a cast in-situ concrete.

TRAINING

The skill of the operatives has a large influence on the quality of SCL tunnels, even when using wet mix concrete. To ensure the highest standards of quality, the



Obr. 6 Monitoring tunelu Frontshunt

a - Umístění bodů pro měření sedání

b - Umístění inklinometrů a extenzometrů

Fig. 6 Frontshunt monitoring

a - Location of settlement monitoring points

b - Location of extensometers and inclinometers

uhlíkaté oceli zaručují houževnatost, omezují vznik trhlin tepelným smršťováním a zlepšují rázovou tuhost. Jedná se o mokvý stříkaný beton s výbornými vlastnostmi, bohužel vysoká kvalita přináší vysokou cenu.

Přidání mikrosiliky výrazně zvyšuje trvanlivost a nepropustnost betonu. Umožňuje i dosažení velmi dobré zpracovatelnosti směsi bez segregace a zlepšuje přilnavost směsi. Polypropylénová vlákna zlepšují nástřikové vlastnosti betonu, snižují vznik trhlin plastickým smršťováním a zvyšují požární odolnost ostění. Používal se nealkalický urychlovač Meyco SA 160. Doba použitelnosti směsi byla 180 minut od zamíchání.

Pro hlubší pochopení rozdílů mezi stříkaným betonem a klasickým monolitickým betonem byla po skončení polních zkoušek na univerzitě v Innsbrucku zkoušena trvanlivost následujících typů vzorků:

- Laboratorní vzorky s předepsanými hodnotami dávkování urychlovače
- Laboratorní vzorky s úmyslně překročeným dávkováním urychlovače
- Vzorky betonu připravené při polních zkouškách

Zkoušky prokázaly, že stříkaný beton splňuje všechna předepsaná kritéria. Bylo splněno kritérium jak krátkodobé, tak dlouhodobé pevnosti. Styky vrstev a sousedních prstenců stříkaného betonu prokázaly dobrou spojitost a nízkou propustnost. Zkoušky pevnosti v tahu při rozštěpení (brazílská zkouška) a trámkové zkoušky prokázaly zanedbatelný rozdíl mezi vzorky stříkaného betonu s pracovními spárami a bez nich. Zkoušky trvanlivosti prokázaly, že stříkaný beton je stabilní a lze jej označit jako velmi trvanlivý (a to i při předávkování urychlovače). Z toho vyplývá, že vlastnosti stříkaného betonu jsou srovnatelné s vlastnostmi monolitického betonu.

VÝCVIK

Zručnost pracovníků má velmi významný vliv na kvalitu tunelů s OSB, a to i v případě používání mokré směsi. Aby bylo zajištěno dosažení maximální kvality, dodavatel přistoupil k neobvyklému kroku a uspořádal týdenní výcvikový kurz pro všechny operátory trysek a čerpadel.

contractor took the unusual step of running a one week training course for all nozzle-men and pump operators.

PERFORMANCE DURING TUNNELLING

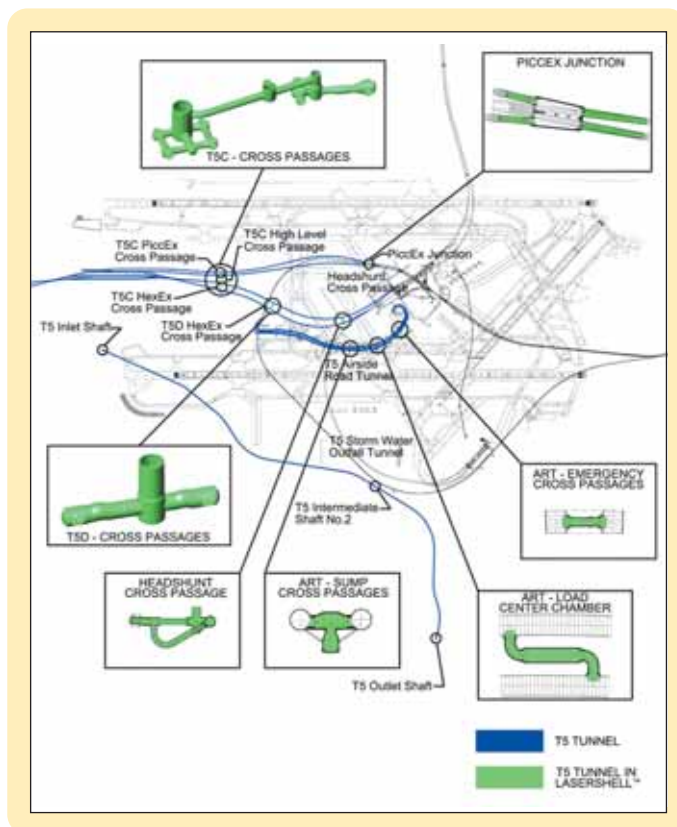
As noted above, there were precedents for most elements of the LaserShell™ system. The use of steel fibres in permanent sprayed concrete, the impermeability and durability of sprayed concrete have been demonstrated on other projects in the UK and elsewhere. The pre-commencement testing had confirmed the suitability of the mix design and joints. However, the T5 project was the first time that the LaserShell™ system had been tried in full scale construction.

In order to verify that the tunnelling is performing in the way that the designers anticipated monitoring of the tunnel lining and surface settlement is normally performed for SCL tunnels. In this case a particularly extensive monitoring regime implemented during the construction of the Frontshunt because this was the first tunnel to be built (Fig.7). This included surface settlement monitoring, extensometers, inclinometers, pressure cells in the sprayed concrete lining and 3D monitoring of the tunnel lining deformations.

The Frontshunt is 41 m long and has an internal diameter 4.15m. The tunnel lining is 315mm thick (75mm initial layer, 200mm structural layer and 50mm finishing layer). The tunnel was constructed in the London Clay with overburden is 10m (5m of the clay and 5m of the gravels). Although the tunnel is below the water table the clay is normally dry when exposed. The best advance rate was about 4m per day.

This was one of the first projects where the TunnelBeeper™ system has been used as a production tool. To establish confidence in the TunnelBeeper™ readings DIBIT system was used as a second measuring tool. The profiles measured by the TunnelBeeper™ and the DIBIT were reasonably close, so a check with the DIBIT system was not required for the other SCL tunnels at T5. The lining thickness records provided by the TunnelBeeper™ were also verified by drilling thickness holes.

The monitoring results were compared to a three-dimensional numerical model of the Frontshunt, provided by Mott MacDonald. The measured ground movement was less than the predictions. The monitored tunnel crown vertical movement varied between 4 and 8 mm (compared to a predicted value of 15mm). Maximum surface settlement reached 8mm which corresponds with a volume loss 0.7 % (compared to a predicted value of 18mm). Monitored horizontal



Obr. 7 Umístění podzemních staveb budovaných pro terminal 5

(tunely LaserShell™ vyznačeny zeleně, TBM tunely modře)

Fig. 7 Location of underground structures constructed at Terminal 5 (LaserShell™ structures are in green, segmental lining structures are in blue)



Obr. 8 Montáž výztuže v místě napojení tunelu (rozrážka horní propojky T5C ze šachty T5C PiccEx)

Fig. 8 Fixing reinforcement in junction area (T5C High Level Cross Passage opening from T5C PiccEx shaft)

OVĚŘENÍ METODY V PRAXI

Jak již bylo zmíněno, většina prvků metody LaserShell™ již byla v minulosti někde použita. Vhodnost stříkaného drátkobetonu pro definitivní ostění, nepropustnost a životnost stříkaného betonu již byly prokázány na stavbách jak v Británii, tak i jinde ve světě. Průkazní zkoušky před ražbou potvrdily vhodnost složení směsi a řešení styků. Nicméně ražby pro T5 znamenaly první aplikaci metody LaserShell™ v plném rozsahu.

Monitoring tunelového ostění a sedání povrchu je při realizaci tunelů s OSB běžným nástrojem pro ověření návrhu. V tomto případě byl použit obzvláště rozsáhlý systém monitoringu pro ražbu tunelu Frontshunt, který byl první ražbou LaserShell™ na T5 (obr. 7). Monitoring zahrnoval měření sedání povrchu, extenzometry, inklinometry, tlakové buňky zastríkané do ostění a měření prostorových deformací tunelového ostění.

Tunel Frontshunt sloužící jako startovací komora TBM je 41m dlouhý a má vnitřní průměr 4,15 m. Tloušťka ostění tunelu je 315 mm (75 mm počáteční vrstva, 200 mm konstrukční vrstva a 50 mm dokončující vrstva). Tunel se razil v londýnských jilech s nadloží 10 m (5 m jílu a 5 m šterků). I když se tunel nachází asi 4 m pod hladinou spodní vody, jíl je obecně během ražby suchý. Nejvyšší rychlost postupu byla přibližně 4 m za den.

Jednalo se o jednu z prvních staveb, na které byl použit systém Tunnel-Beamer™ jako nástroj pro určení geometrie. Proto byl souběžně použit i DIBIT systém, který sloužil pro ověření přesnosti systému TunnelBeamer™. Profil ostění zjištěný pomocí obou systémů byl velice podobný, takže pro všechny další tunely s OSB na stavbě T5 již kontrola DIBIT systémem nebyla požadována. Přesnost záznamů o mocnosti ostění, zjištěných systémem Tunnel-Beamer™, byla také potvrzena pomocí hloubkových vrtů.

Výsledky monitoringu byly porovnány s prostorovým numerickým modelem tunelu Frontshunt, zpracovaným firmou Mott MacDonald. Naměřené pohyby horniny byly menší, než bylo předpokládáno. Sedání stropu tunelu se pohybovalo mezi 4 až 8 mm (ve srovnání s očekávanými 15 mm). Maximální sednutí terénu dosahovalo 8 mm, což odpovídá ztrátě objemu 0,7 % (ve srovnání s předpokládanou hodnotou 18 mm). Zjištěná vodorovná deformace směrem k čelbě byla 12 mm (ve srovnání s předpokládanou hodnotou 30 mm). Monitorované vodorovné deformace směrem k ose tunelu byly 5 mm (předpokládáno 12 mm). Tlakové buňky ukázaly tlak 0,5 MPa ve vrcholu klenby (ve srovnání s předpokládaným napětím 0,8 MPa). Znamená to, že kontrola deformací masivu byla velmi dobrá. Nesoulad měření s numerickým modelem provedeným ve FLAC 3D byl také částečně přisouzen použití konzervativních vstupních parametrů zeminy, dále pak realizaci některých deformací před prvním měřením.

Krychle, vytvořené z betonové směsi, a jádra vrtů, odebrané z ostění v průběhu stavby tunelu, ukázaly, že stříkaný beton má soustavně vysokou kvalitu. Dosahovaná pevnost značně přesahuje pevnost běžných směsí stříkaného betonu. Jádřové vzorky ukázaly průměrnou 28denní pevnost 68 MPa, s maximálními hodnotami přesahujícími 80 MPa. Pevnost mladého stříkaného betonu též vyhověla požadavkům. Tato vysoká pevnost neměla žádné zjevné negativní účinky na dlouhodobé chování stříkaného betonu, ani nepůsobovala závažné problémy při jeho nástřiku.

Během ražby tunelu Frontshunt byl beton nanášen pomocí dálkově ovládaného manipulátoru trysky. S tímto zařízením nebyly žádné problémy, s výjimkou občasného ucpávání, způsobených běžným kolísáním vlastností směsi (v rozsahu požadovaných parametrů směsi). Pozornost musí být věnována vytváření pracovních spár, aby nedošlo ke vzniku dutin. Malé dutiny nejsou považovány za závažný konstrukční problém, nicméně mohou mít vliv na vodotěsnost stříkaného betonu.

deformation towards tunnel face was 12mm (compared to a predicted value of 30 mm). Monitored horizontal deformation towards tunnel centreline was 5mm (predicted 12mm). Pressure cells showed hoop stress 0.5MPa in the tunnel lining crown (compared to a predicted value of 0.8MPa). This represents a very good control of ground movements. The discrepancy with the FLAC 3D numerical model was attributed partly to the use of conservative design parameters for the soil model and partly due to the fact that some deformations occur before the first monitoring measurements are taken.

The cubes taken from the base mix and cores taken from the lining during the construction of the tunnel have shown that the sprayed concrete to be very consistent in both quality and strength, producing strengths far in excess of normal sprayed concrete mixes. Core samples showed average 28 day strength of 68MPa with maximum values above 80MPa. Early age strength of sprayed concrete also satisfied design requirements. The high strength has had no obvious detrimental effects on the permanent sprayed concrete, or caused any significant problems during its placing.

During the Frontshunt construction the concrete was placed using a remote controlled spraying robot. There were no significant problems with the equipment apart from occasional blockages caused by normal variations in the mix (within the mix parameters). Care is needed when the joints are formed to avoid creating voids. Small voids were not considered to be a significant structural problem, but they may have an effect on the watertightness of the sprayed concrete.

The Frontshunt construction proved that LaserShell™ is an effective method of SCL construction in practice and that the tunnels behaved in line with the designers' predictions. The rest of the SCL tunnelling at T5 performed similarly well.

TUNNEL JUNCTIONS

SCL is very effective for forming tunnel junctions. The works at T5 include many shaft junctions with cross-passages which required special attention in design. To cope with the stress concentrations at the junctions, the lining is locally enlarged and several layers of reinforcement are placed to carry bending moments in major directions (Fig.8). Steel bars are placed with the help of the TunnelBeamer™ and they are sprayed over using sprayed concrete without fibres (to assure proper bond of concrete and steel).

Differential settlement of adjacent SCL structures and its potential impact on the lining watertightness is solved using crack inducers. Steel circular plates are buried in sprayed concrete around the tunnel perimeter (Fig.9). Two FUKO injectable grout tubes are attached to the steel plate on each side, running along the whole tunnel perimeter. In case of differential movement of adjacent structures the tunnel lining is expected to crack directly in the location of crack inducer. The crack will be sealed by grouting via FUKO tubes in the future. FUKO tubes are also attached to all interfaces of segmental and sprayed lining in shafts to prevent water ingress.



Obr. 9 „Budič spár“ před zastríkááním betonem

- 1 - Rozhraní počáteční a strukturální vrstvy
- 2 - Ocelová deska se čtyřmi hadicemi FUKO
- 3 - Zkosená dokončovací vrstva v místě budiče

Fig. 9 Crack inducer ready to be sprayed over

- 1 - Interface of initial layer and first structural layer
- 2 - Single steel plate with four FUKO hoses
- 3 - Tapered finishing layer in area of crack inducer

Realizace tunelu Frontshunt prokázala, že LaserShell™ je účinnou metodou budování tunelů pomocí OSB a že chování tunelu bylo v souladu s předpoklady návrhu. Následné ražby pomocí LaserShell™ na stavbě T5 měly podobně dobré výsledky.

KŘÍŽENÍ TUNELŮ

Metoda OSB je velmi efektivní pro vytváření nestandardních profilů. Práce na stavbě T5 obsahují mnoho křížení šachet s propojovacími chodbami, které vyžadovaly zvláštní pozornost při návrhu. Pro pokrytí koncentrací napětí v místech křížení je ostění lokálně rozšiřováno a do vzniklého prostoru je uloženo několik vrstev výztuže, která přenáší ohybové momenty v hlavních směrech (obr. 8). Pruty výztuže jsou umísťovány pomocí systému TunnelBeamer™ a jsou zastříkávané betonem bez drátků (pro zajištění dobré přilnavosti betonu a oceli).

Nerovnoměrné sedání přilehlých konstrukcí a jeho potenciální vliv na vodotěsnost ostění jsou řešeny pomocí „budičů spár“. Jedná se o ocelové mezikruží zabudované do stříkaného betonu po obvodu tunelu (obr. 9). K ocelové desce jsou z každé strany připevněny dvě injektovatelné hadice FUKO probíhající po celém obvodu tunelu. Dojde-li k nerovnoměrnému sednutí sousedících konstrukcí, očekává se, že ostění praskne přesně v místě „budičů spár“. Trhlinu lze v budoucnosti utěsnit pomocí injektáže hadicemi FUKO. V šachtách, pro zamezení průsaku vody, jsou hadice FUKO i na všech stykových plochách mezi segmentovým a stříkaným ostěním.

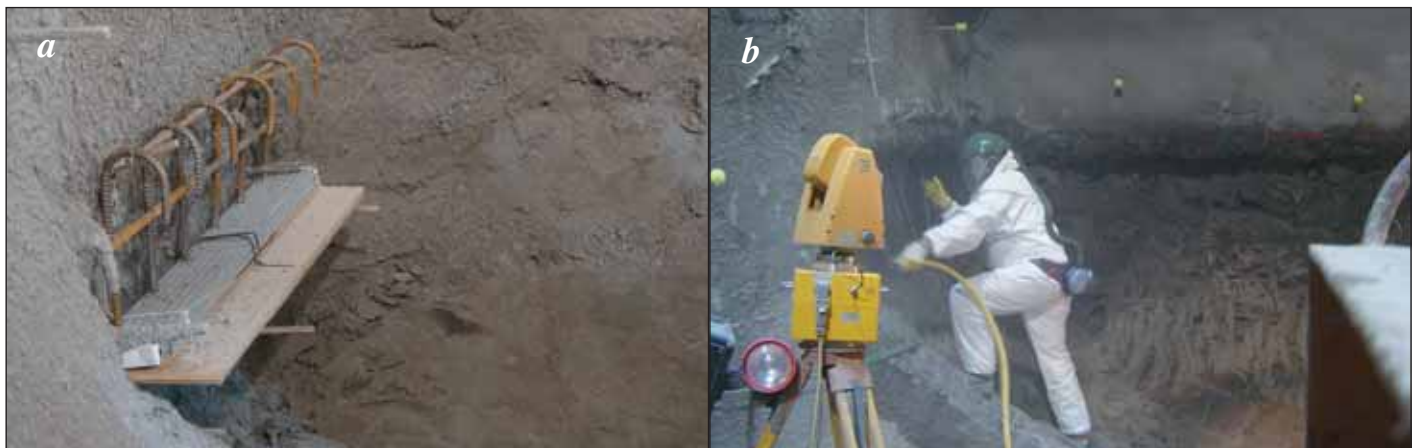
DETAILY STYKŮ

Dalším projekčním problémem je styk ostění kaloty a ostění spodní klenby v případech, kde je nutné spojovací chodby o větším průměru členit na dvě části. Tento problém je řešen vložením pásů Kwikastrap (obr. 10), čímž je zajištěna kontinuita tahové výztuže napříč stykem. Pásky Kwikastrap jsou do paty ostění kaloty vkládány během ražby kaloty. Horní část ocelových prutů ve tvaru U je zabetonována při nástřiku ostění kaloty. Dolní část těchto prutů je narovnána a zastříkána při realizaci ostění spodní klenby (obr. 10).

KOORDINACE RAŽEB TERMINÁLU 5

Na terminálu 5 jsou používány standardní postupy kontroly ražeb s OSB. Hlavním koordinačním prostředkem jsou denní kontrolní schůzky, kterých se účastní zástupci Beton- und Monierbau, Mott MacDonald a MVJV. Na těchto jednáních jsou vyhodnoceny výsledky naměřených deformací masivu a tunelového ostění. Rovněž jsou prodiskutovány jakékoliv známé nebo očekávané problémy. Výsledkem jednání je podepsaný „List požadavků na ražbu a zajištění“ (LPRZ), který je podkladem pro provádění ražeb až do dalšího jednání (obr. 11). Ražba nesmí překročit staničení, vyznačené jako koncové v LPRZ. LPRZ je velmi dobrý komunikační nástroj, jelikož je dostatečně srozumitelný i pro dělníky v tunelu. Jeho kopii vždy dostává předák směny v tunelu.

Deformace tunelového ostění a sedání povrchu jsou odečítány denně během ražeb. Výsledky měření jsou porovnávány s varovnými hodnotami, určenými projektantem a používanými k posuzování chování tunelu. Předem byly připraveny tři různé varovné hodnoty – zelená, žlutá a červená. Překročení varovných hodnot má za následek předem definovaný sled akcí ke korekci nepříznivého chování. Tato protipatření zahrnují zvýšení četnosti měření doplňujících prostředky pro zajištění výrubu či v extrémním případě evakuaci tunelu. Monitoring povrchu terénu je vrcholně důležitý z důvodu citlivosti některých povrchových staveb (Hilar a kol. 2005). Obecně jsou hodnoty sedání, vyvolaného ražbami pomocí OSB, na stavbě terminálu 5 pod 20 mm. Maximální sedání vyvolaná jak ražbami s OSB společně s ražbami TBM či štítem (obr. 12) jsou přibližně 35 mm.



Obr. 10 Pás Kwikastrap: a - před zastříkáním do ostění kaloty; b - před zastříkáním do spodní klenby
Fig. 10 Kwikastrap: a - Kwikastrap prior to crown spraying; b - Kwikastrap prior to invert spraying

JOINT DETAILS

Another design problem was the joint in the lining between the Top Heading and Invert section where cross-passages of larger diameters have to be excavated in two stages. The problem was solved by inserting pre-formed Kwikastrap units to provide continuity of tensile reinforcement across the joint. When the Top Heading is constructed, the Kwikastrap units are laid at the footing of the side wall and the 'U shaped' upper parts of bars are buried in sprayed concrete during the spraying of the side wall. When the invert is excavated, the lower part of the bars are exposed and they are straightened and sprayed into the lining of the invert section (Fig.10).

CONSTRUCTION MANAGEMENT AT TERMINAL 5

The standard procedures for controlling the construction of SCL tunnels are applied at Terminal 5. The key mechanism is the Daily Review Meetings (DRM), which is attended by Beton- und Monierbau, Mott MacDonald and MVJV representatives. Data from monitoring of the ground and the tunnel lining are reviewed in the meeting and any known or anticipated problems are discussed. The output from the meetings is a signed Required Excavation and Support Sheet (RESS), which is the basis for construction until the next meeting (Fig.11). Construction is not permitted to progress beyond the end chainage stated in the current RESS. The RESS is a good communication tool as it is simple enough for the miners in the tunnel to understand and a copy is given to the foreman in the tunnel.

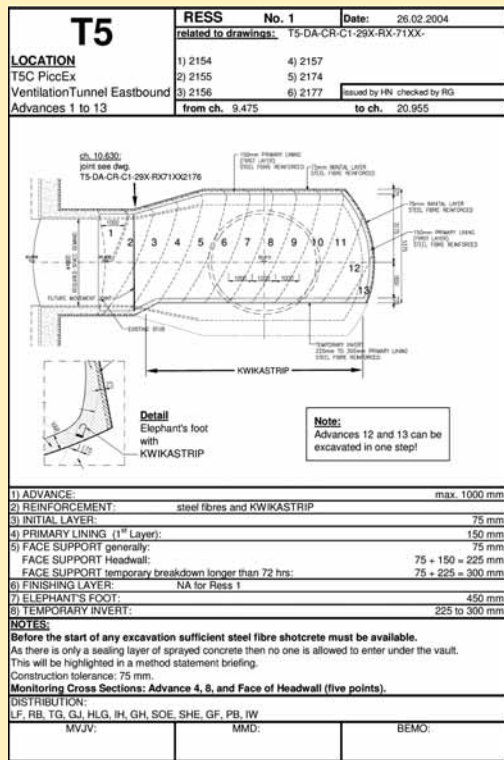
Deformation of the tunnel lining and surface settlement are monitored daily during an excavation. These data are compared to trigger limits defined by the designer and used to evaluate the performance of the tunnels. Three different trigger limits were prepared in advance – green, amber and red. Crossing a Trigger limit results in a pre-defined sequence of actions to correct the adverse behaviour. These counter-measures range from increasing the frequency of monitoring frequency to additional support measures and tunnel evacuation in the most extreme case. The surface monitoring was extremely important due to sensitivity of some surface structures (Hilar & Thomas 2005). Generally settlement induced by SCL works at Terminal 5 stayed below 20mm and the maximum settlement generated by both SCL and TBM/shield excavations (Fig.12) was about 35mm.

QUALITY CONTROL

The normal procedures for quality control of sprayed concrete are implemented at Terminal 5, with some additional tests to check the durability of the concrete.

As on most SCL projects, Hilti penetration tests are undertaken to determine the early age strength gain of the sprayed concrete. The tests are carried out 1 hour, 3 hours and 6 hours after completion of spraying. The early age strength of the sprayed concrete has to comply with the requirements of the Upper J2 class detailed in the Austrian Sprayed Concrete Guideline.

Core samples are regularly drilled out from the completed lining for testing. Representative samples are taken from crown, axis, invert and also joints. Cores are tested for compressive strength and density at 7, 28, 90, and 365 days. At least one set of four cores is tested at each age per 100m³ of the sprayed concrete. Permeability testing is undertaken on cores at 28 days. The required permeability is 10-12 m/s or less. Cores are visually inspected to assess for lamination, voids, joints, bunching of fibres and segregation of aggregate. All core holes are repaired. Compressive strength of the base mix (without accelerator) is also tested on cubes at 7 and 28 days. Average compressive strength of core and cube samples at Terminal 5 is significantly above required value of 35MPa (Fig.13).



Obr. 11 Ukázka listu požadavků na ražbu a zajištění (LPRZ)
 Fig. 11 Required Excavation and Support Sheet (RESS) example

KONTROLA KVALITY

Na stavbě terminálu 5 jsou používány běžné postupy kontroly kvality. Přidány byly některé zkoušky na kontrolu životnosti betonu.

Jako při většině ražeb pomocí OSB, i zde jsou prováděny penetrační testy Hilti pro stanovení nárůstu pevnosti mladého stříkaného betonu. Zkoušky jsou prováděny 1, 3 a 6 hodin po dokončení nástřiku. Počáteční pevnost stříkaného betonu musí vyhovět průběhu při horní hranici oboru J2, který je uveden v rakouské směrnici pro stříkaný beton.

Z dokončeného ostění jsou pravidelně odebírány jádrové vrty. Reprezentativní vzorky ostění jsou odebírány rovnoměrně ze stropu, spodní klenby, stěn a ze spojů ostění. Jádra se zkouší na pevnost v tlaku a objemovou hmotnost po 7, 28, 90 a 365 dnech. Zkoušena je nejméně jedna sada čtyř jader na 100 m³ nastříkaného betonu. Zkoušky propustnosti se provádějí na jádrech po 28 dnech. Požadovaná propustnost je 10⁻¹² m/s či nižší. Pro hodnocení laminace, dutin, spár, shlukování vláken a segregace kameniva jsou jádra kontrolována vizuálně. Všechny otvory po odvrtech jsou zabetonovány. Pevnost v tlaku základní směsi (bez urychlovače) je také zkoušena na krychlích po 7 a 28 dnech. Průměrná pevnost v tlaku u vzorků jader vrtů a krychlí na stavbě terminálu 5 je výrazně nad požadovanou hodnotou 35 MPa (obr. 13).

Ve spojích dokončujících vrstvy ostění byly pozorovány trhlinky, avšak praskání konstrukční vrstvy bylo zcela výjimečné. Občasné vlasové trhlinky v konstrukční vrstvě jsou problémem ohrožujícím vodotěsnost ostění. Tento problém je úspěšně řešen dodatečnou injektáží za ostění. Zkoumáním jádrových vzorků se prokázalo, že dutin v konstrukčních spárách je velmi málo.

Pro zaznamenávání geometrie výrubu počáteční vrstvy, konstrukční vrstvy a dokončující vrstvy je používán TunnelBeamer™ (obr. 14). Hlavní výhodou systému TunnelBeamer™ je to, že tým dodavatele může okamžitě zkontrolovat kolik a kde je potřeba dotěžit či dostříkat. Po zaměření již systém TunnelBeamer™ nenarušuje chod ostatních prací. Jeho užívání je srozumitelné jak pro inženýry, tak pro dělníky. Systém TunnelBeamer™ umožňuje přesné vytváření velmi komplikovaných tvarů tunelu, s minimálními nadvýlomy. Zpracované záznamy jsou používány jako dokumentace skutečného provedení. Naměřené hodnoty jsou používány k ověření nadvýlomů, minimální tloušťky jednotlivých vrstev a k ověření konečného



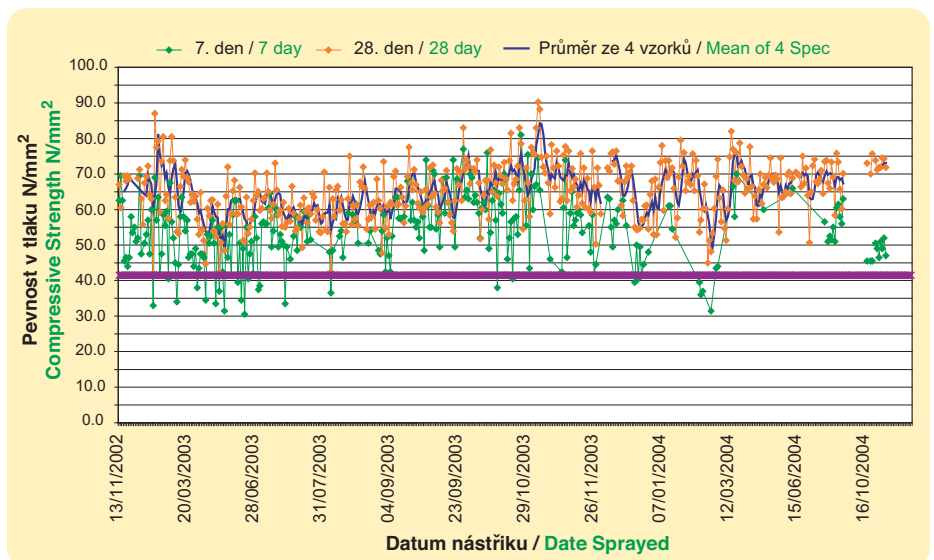
Obr. 12 Prorážka štítu Dosco do propojovací chodby T5C HEXEx
 Fig. 12 Dosco shield breakthrough in T5C HEXEx Downline cross-passage

Cracking of the lining was observed on the joints of the finishing layer, but cracking of the structural layer is very rare. Occasional hairline cracking of the structural layer is problem with regards to the lining watertightness. The problem is successfully solved by supplementary grouting behind the lining. Core samples examination proved that there is very little voiding at the construction joints.

The TunnelBeamer™ is used to record the profile of excavation, initial layer, structural layer and finishing layer (Fig.14). The key advantage of the TunnelBeamer™ is that the construction team can check instantly how much and where to excavate or to spray. Once the TunnelBeamer™ has been set up there is no interference to the ongoing work. Also it is simple enough for miners to use as well as engineers. The TunnelBeamer™ allows an accurate generation of very complicated tunnel shapes with a minimal over-excavation. The records from it can be also used as the "as-built" records. The data are used to evaluate over-excavation, the minimum thickness of all layers and final profile of the tunnel. The lining thickness is independently confirmed by measurement of the core holes depth and by occasionally drilling thickness holes. Accuracy of excavated and sprayed profiles at Terminal 5 is well within acceptable tolerances (usually within several centimetres).

CONCLUSION

Sprayed concrete linings for tunnels have proven to be a cost-effective and versatile method for creating underground spaces. The SCL method was originally developed in rock tunnels but it is now used widely in soft ground. During the last ten years the use of SCL tunnelling has spread rapidly in the UK. The consequences of poor construction management and improper use



Obr. 13 Pevnost v tlaku jádrových vzorků
 Fig. 13 Compressive strength of core samples



Obr. 14 Inženýr směny používá TunnelBeamer™ pro zaznamenání tvaru výrubu
Fig. 14 Shift engineer using TunnelBeamer™ to record the excavation geometry

i v zeminách. Během uplynulých deseti let se používání ražeb pomocí OSB v Británii rychle rozšířilo. Byly získány zkušenosti s následky špatné organizace stavby a nevhodného použití OSB, které však lze překonat použitím pevně stanovených procedur koordinace stavby.

Konstrukce ze stříkaného betonu, vytvořené na stavbě terminálu 5 pomocí metody LaserShell™, patří mezi nejvyšší kvalitu na světě. Ukázalo se, že velké úsilí, vynaložené na vývoj tohoto inovačního systému, se vyplatilo. Tato metoda je velmi vhodná pro budování podzemních staveb složitých tvarů (obr. 15). Ražby způsobují pouze velmi nízké sedání povrchu, které vyhovuje přísným nárokům na ražby pod provozovaným letištem. I záznamy o nehodách během realizace vyznívají velmi pozitivně.

Jedna z hlavních novinek metody LaserShell™ je použití systému TunnelBeamer™ pro kontrolu profilu. Odstranila se tím potřeba příhradových nosníků, což následně odstraňuje závažná rizika bezpečnosti a životnosti. Používání systému TunnelBeamer™ vyžaduje jistou zkušenost, nicméně inženýři se s tímto nástrojem poměrně rychle seznámili.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři by rádi poděkovali všem jednotlivcům, kteří přispěli k úspěchu realizace staveb s použitím stříkaného betonu, které jsou v tomto článku zmiňovány. Obzvláště, co se týká stavby terminálu 5, autoři děkují za přispění investora BAA plc a všech ostatních zúčastněných společností.

ING. MATOUŠ HILAR, MSc., PhD., CEng., MICE,
matous.hilar@mottmac.com

ALUN THOMAS, B.A., PhD., CEng., MICE, alun.thomas@mottmac.com
Mott MacDonald Ltd., Croydon, U.K.

ING. LEO FALKNER, Leo.Falkner@bemo.co.at
Beton- und Monierbau, Innsbruck, Rakousko

Poznámka: LaserShell™ a TunnelBeamer™ jsou obchodní známky firem Morgan Est a Beton- und Monierbau. Také evropské a americké patenty na TunnelBeamer™ platí pro firmy Morgan Est a Beton- und Monierbau společně.

profilu tunelu. Mocnost ostění je nezávisle kontrolována měřením hloubky otvorů po odvrtech jader či příležitostně prováděním hloubkových vrtů. Přesnost profilu výrubu a profilu ostění na stavbě terminálu 5 se nachází bezpečně uvnitř dovolených tolerancí (obvykle se pohybuje v rozpětí několika centimetrů).

ZÁVĚR

OSB se osvědčilo jako ekonomicky efektivní a všestranná metoda budování podzemních staveb. Metoda NRTM byla původně vyvinuta pro tunely ve skalních horninách, nyní se již stříkaný beton hojně používá



Obr. 15 Silniční tunel na letištní straně (ART) – místnost zabezpečení po dokončení

Fig. 15 Airside Road Tunnel – Load Centre Room after completion

of SCL have also been experienced but these can be overcome using robust construction management procedures.

The most recent SCL tunnelling at Terminal 5 using the LaserShell™ is amongst the highest quality sprayed concrete work in the world. The significant effort expended to develop this innovative system has proved worthwhile as the method is a very good for the construction of underground structures with complicated geometries (Fig. 15). The tunnelling resulted in very small surface settlements, which fulfilled the strict demands for the tunnelling under the live airport. Also the accident record was very good.

One of the key innovations of the LaserShell™ method is the use of the TunnelBeamer™ for profile control. This removes the need of lattice girders which in turn removes significant safety and durability hazards. Operating the TunnelBeamer™ does require some skill but the engineers quickly became familiar with the instrument.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the contribution of many individuals to the success of the SCL projects mentioned in this paper. In particular, with regard to the Terminal 5 project, the authors acknowledge the contribution of the client BAA plc and all the companies involved in the construction.

ING. MATOUŠ HILAR, MSc., PhD., CEng., MICE,
matous.hilar@mottmac.com

ALUN THOMAS, B.A., PhD., CEng., MICE, alun.thomas@mottmac.com
Mott MacDonald Ltd., Croydon, U.K.

ING. LEO FALKNER, Leo.Falkner@bemo.co.at
Beton- und Monierbau, Innsbruck, Rakousko

Note: LaserShell™ and TunnelBeamer™ are trademarks of Morgan Est and Beton-und Monierbau. European and American Patents for TunnelBeamer™ have been applied for jointly by Morgan Est and Beton-und Monierbau.

LITERATURA / REFERENCES

- ICE (1996): Sprayed Concrete Linings (NATM) for tunnels in soft ground, Institution of Civil Engineers design and practice guides, Thomas Telford, London.
- Annett, M., Earnshaw, G. & Leggett, M. (1997): "Permanent sprayed concrete tunnel linings at Heathrow Airport", Tunnelling '97, IMM, pp 517 – 534.
- R.C. Audsley, G. Favaloro & D.B. Powell (1999): Design and implementation of the Heathrow Express Headshunt, Tunnel Construction & Piling '99, IMM, pp 382 – 398.
- HSE (2000): The collapse of NATM tunnels at Heathrow Airport, HSE Books, HMSO, Norwich.
- C. Eddie & C. Neumann (2003): LaserShell leads the way for SCL tunnels. Tunnels & Tunnelling, June 2003.
- A.H. Thomas (2003): Numerical modelling of sprayed concrete lined (SCL) tunnels, PhD thesis, University of Southampton, 2003.
- A.H. Thomas, N. B. Legge & D. B. Powell (2004): The development of Sprayed Concrete Lined (SCL) Tunnelling in the UK, EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium, Schubert.
- I. Williams, C. Neumann, J. Jager & L. Falkner (2004): Innovative Shotcrete Tunnelling for London Heathrow's new Terminal 5, EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium, Schubert.
- I. Williams (2005): Managing risk at T5. Tunnels & Tunnelling, April 2005.
- M. Hilar & A. H. Thomas (2005): Tunnels Construction under the Heathrow Airport. Tunnel 3/2005.

ANALÝZA ÚČINKŮ NAHODILÉHO ZATÍŽENÍ POVRCHU DOPRAVOU NA OSTĚNÍ PODZEMNÍHO DÍLA

ANALYSIS OF THE IMPACT OF SURFACE TRAFFIC INDUCED LIVE LOAD ACTION ON LINERS OF UNDERGROUND WORKS

JIŘÍ BARTÁK, PAVEL RŮŽIČKA

U mělce uložených podzemních staveb, zejména u staveb umístěných v centrální, případně historické části velkých měst (dopravní tunely, podchody, kolektory a jejich komory, kanalizační sběrače apod.) může být dimenzování ostění ovlivněno nahodilým zatížením povrchu území. Velikost přitížení podzemní stavby povrchovým zatížením závisí na velikosti nahodilého zatížení, jeho plošné konfiguraci a umístění, výšce nadloží nad ostěním tunelu a fyzikálně-mechanických vlastnostech nadložních hornin.

V článku je provedena analýza statického zatížení povrchu pružného poloprostoru dopravními prostředky (nákladními automobily a tramvajemi), stejný postup lze aplikovat i na jiná statická zatížení, např. zdvihací mechanismy, síla na cement apod.

1. ZATÍŽENÍ NEKOLEJOVOU DOPRAVOU

Vzhledem k tomu, že neexistuje specifický normativní předpis pro typy zatížení povrchu v souvislosti s podzemními stavbami, je obvykle používán adekvátní předpis mostní – ČSN 73 6203 „Zatížení mostů“. Se zatížením podle uvedené normy byly porovnány účinky reálných nákladních vozidel – tří- a čtyřnápravová Tatra 815 a Tatra Jamal.

1.1 ZATÍŽENÍ DLE MOSTNÍCH PŘEDPISŮ – ČSN 73 6203

Dle ČSN 73 6203 „Zatížení mostů“ je zatížitelnost mostu dána největší okamžitou hmotností vozidel, jejichž jízda lze na mostě dovolit za podmínek určených normou. Podle druhu ideálního svislého pohyblivého zatížení se u mostů na dálnicích, silnicích a místních komunikacích stanovuje zatížitelnost normální, výhradní a výjimečná. Pro tyto druhy zatížitelnosti udává norma ČSN 73 6203 různá seskupení různých druhů vozidel.

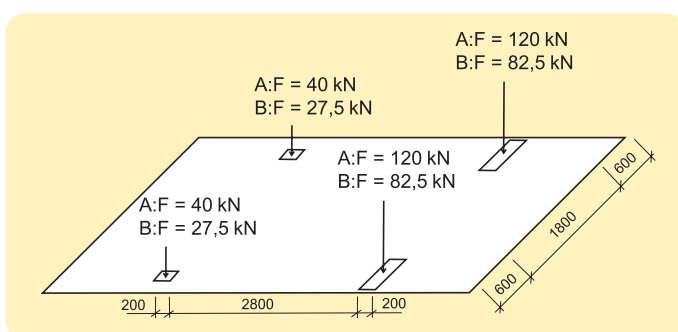
Jelikož analýza, kterou se článek zabývá, je zaměřena na zatížení v centrálních částech urbanistických celků, je možné jako zatížení povrchu dle ČSN 736203 uvažovat vozidla dvou-, tří- a čtyřnápravová, používaná pro stanovení normální, resp. výhradní zatížitelnosti zatěžovací třídy mostů A a B.

DVOUNÁPRAVOVÉ VOZIDLO

Dvounápravové vozidlo dle ČSN 73 6203 má pro zatěžovací třídu A váhu 32 t, resp. 22 t pro zatěžovací třídu B. Rozměry vozidla a jednotlivé tlaky kol jsou patrné ze schématu na obr. 1.

TŘÍNÁPRAVOVÉ VOZIDLO

Třínápravové vozidlo dle ČSN 73 6203 je vozidlo se stejnou vahou jako vozidlo dvounápravové, ale s jiným rozložením geometrie kol.



Obr. 1 Schéma zatížení dvounápravovým vozidlem
Fig. 1 Two-axle vehicle loading action chart

Structural design of near-surface tunnels, primarily structures positioned in central or historic parts of cities (transit tunnels, subways, utility tunnels and their chambers, interceptor sewers, etc.) can be affected by live loads acting on the ground surface. The magnitude of the surplus load acting on an underground structure due to the ground surface loading depends on the magnitude of the live load, its area configuration and position, thickness of the cover above the tunnel lining, and physical-mechanical properties of the overlying ground.

The paper contains an analysis of static loads imposed by vehicles (lorries, street cars), acting on the surface of elastic half-space; identical procedures can be utilised also in the case of other static loads, e.g. cranes, cement silos etc.

1. TRACKLESS HAULAGE LOAD

With respect to the fact that no specific normative regulation exists regarding the ground surface loading associated with underground structures, the usually used adequate regulation is the Czech national norm ČSN 73 6203 “Action on Bridges”. Effects of real lorries, a three-axle Tatra 815 and four-axle Tatra Jamal, were compared with the loads determined using the procedures contained in the above-mentioned norm.

1.1 LOADING PATTERNS CONTAINED IN BRIDGE DESIGN REGULATIONS – ČSN 73 6203

According to the ČSN 73 6203 “Action on Bridges”, the bridge loading capacity is given by the highest laden weight of vehicles allowed to drive on the bridge under conditions stipulated by the norm. Depending on the type of the ideal vertical live load, the norm defines normal, exclusive and exceptional types of loading capacity for on highway, road and local road bridges. The norm ČSN 73 6203 defines various arrays of various types of vehicles for the above-mentioned loading capacity types.

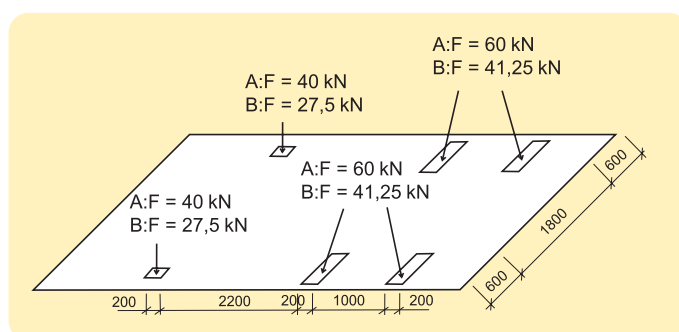
Because the analysis dealt with in this paper is focused on the loading patterns occurring in central parts of cities, we can consider as the sources of surface loading two-, three- and four-axle vehicles according to ČSN 73 6203. They are used for the determination of normal or exclusive loading capacity for bridge loading classes A and B.

TWO-AXLE VEHICLE

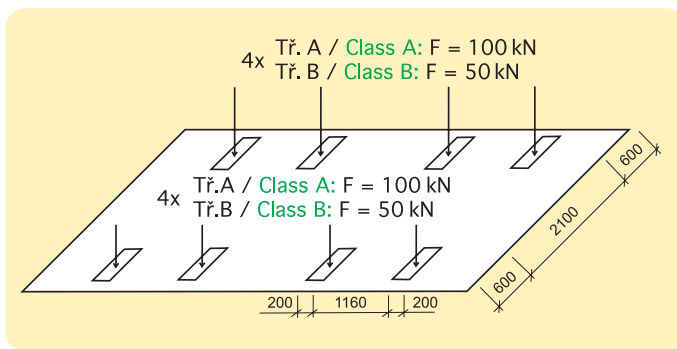
The weight of the two-axle vehicle defined by ČSN 73 6203 is 32t and 22t for the loading class A and B respectively. Vehicle dimensions and pressures exerted by individual wheels are shown in the chart in Fig. 1.

THREE-AXLE VEHICLE

The weight of the three-axle vehicle is, according to ČSN 73 6203, identical with the weight of the two-axle vehicle, only the configuration of



Obr. 2 Schéma zatížení třínápravovým vozidlem
Fig. 2 Three-axle vehicle loading action chart



Obr. 3 Schéma zatížení čtyřnápravovým vozidlem
Fig. 3 Four-axle vehicle loading action chart

Rozměry tohoto vozidla a jednotlivé tlaky kol jsou patrné ze schématu na obr. 2.

ČTYŘNÁPRAVOVÉ VOZIDLO

Čtyřnápravové vozidlo uvažované dle ČSN 73 6203 má pro zatěžovací třídu A váhu 80 t, pro zatěžovací třídu B váhu 40 t. Rozměry tohoto vozidla a jednotlivé tlaky kol jsou patrné ze schématu na obr. 3.

1.2 ZATÍŽENÍ REÁLNÝMI VOZIDLY

V některých případech je účelné stanovit účinky zatížení na podzemní stavbu na základě zatížení reálným typem nákladního automobilu. Např. u kolektoru v historické části města, kam je vjezd těžkých vozidel zakázán, může být ostění vystaveno účinkům zatížení vozidly, jejichž provoz souvisí s výstavbou podzemního díla.

Věnujme pozornost těžkým nákladním vozidlům z výrobního programu společnosti Tatra, které jsou v ČR nejrozšířenější. Mezi těmito vozidly jsou z hlediska jejich hmotnosti nejzajímavější sklápěče T815 a Jamal. Jejich dosedací plochy jsou 0,2 x 0,6 m na zadní nápravě pod zdvojeným kolem a 0,2 x 0,3 m na přední nápravě pod kolem jednoduchým.

TATRA T815 V PROVEDENÍ TŘÍNÁPRAVOVÉM

Tatra T815 v třínápravovém provedení je zcela běžný typ nákladního vozidla sloužícího k odvozu nejrůznějších materiálů. V ČR je nejvíce používaný a svojí maximální hmotností 30 t při plném naložení se řadí ve své kategorii k nejtěžším. Na přední nápravu má největší přípustnou hmotnost 7 t, na zadní 2 x 11,5 t. Rozchod přední nápravy je 1994 mm, zadní 1774 mm (obr. 4).

TATRA T815 V PROVEDENÍ ČTYŘNÁPRAVOVÉM

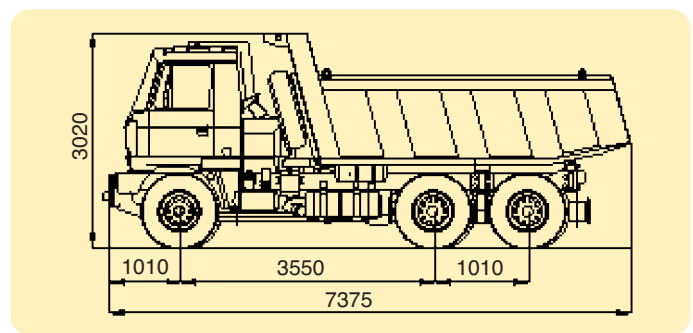
Tatra T815 ve čtyřnápravovém provedení je méně často používaný typ vozidla než třínápravová T815 6 x 6, nicméně je u řady stavebních podniků součástí automobilového parku. Navíc se v současnosti stále častěji vyskytují zahraniční vozidla značek Mann, Scania a další, která jsou také čtyřnápravová. T815 v tomto provedení je ale nejtěžší ve své kategorii. Největší přípustnou hmotnost v plném naložení má 36 t, a to v rozložení 2 x 7 t na přední nápravu a 2 x 11 t na nápravu zadní (obr. 5 a 6). Rozchod je stejný jako u třínápravové T815 6 x 6.

TATRA JAMAL

Tatra, která nese označení Jamal v provedení sklápěče, je nejtěžší třínápravový nákladní automobil, který se v současné době může v běžném provozu vyskytnout. Jeho maximální hmotnost v plném naložení je 38 t. Největší přípustná hmotnost zde činí 8 t na přední a 2 x 15 t na zadní nápravu. Rozchod vpředu je 2042 mm, vzadu 1870 mm (obr. 7).

2. ZATÍŽENÍ KOLEJOVOU DOPRAVOU (TRAMVAJÍ)

V normě ČSN 73 6203 „Zatížení mostů“ je uvedena zatížitelnost mostů kolejovou dopravou trojího typu. Jednak železniční dopravou (zatížení na tratích ČD případně privátních tratích), a jednak městskou kolejovou dopravou, která se dále dělí na tramvajovou dopravu a metro. Z těchto možností jsou v článku sledovány účinky povrchové tramvajové dopravy, která je obvykle charakteristickou součástí centrální oblasti velkých měst.



Obr. 4 Schéma třínápravového vozidla T815
Fig. 4 Chart of a T815 three-axle vehicle

the wheels is different. Dimensions of this vehicle, and individual wheel exerted forces are shown in the chart in Fig. 2.

FOUR-AXLE VEHICLE

The weight of the four-axle vehicle defined by ČSN 73 6203 is 80t and 40t for the loading class A and B respectively. Vehicle dimensions and pressures exerted by individual wheels are shown in the chart in Fig. 3.

1.2 LOADING BY REAL VEHICLES

It is reasonable in some cases if the effects of the load action on an underground structure are determined on the basis of the loading by a real type of a lorry. Utility tunnels in historic parts of cities, for instance, can be exposed to the effects of loading by vehicles operated in the course of the particular tunnel construction.

Let us focus on heavy lorries from the manufacturing program of Tatra, which are the most common lorries in the CR. The most interesting types among those lorries in terms of their weight are T815 and Jamal dumpers. Their contact surfaces are 0,2 x 0,6m under the dual wheel (twin tyres) on the rear axle, and 0,2 x 0,3m under the single wheel on the front axle.

THREE-AXLE TYPE OF TATRA 815

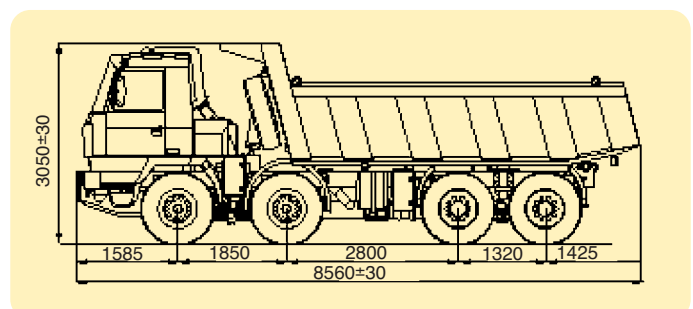
The three-axle type of the Tatra 815 lorry is a common type used for transportation of various materials. It is the most frequently used lorry in the CR, and its fully laden weight of 30t places it among the heaviest lorries of its category. The maximum allowable load on the rear axle and front axle amounts to 7t and 2x11.5t respectively. The front track and rear track is of 1994mm and 1774mm respectively (see Fig. 4).

FOUR-AXLE TYPE OF TATRA 815

The three-axle type of Tatra 815 lorry is a type used less frequently than the three-axle T815 6x6, nevertheless, it is part of fleets of many construction companies. Apart from this, more and more frequent types in the current traffic on roads are foreign vehicles Mann, Scania and other, which also have four axles. This type of T815 is, however, the heaviest in its category. The maximum loaded vehicle weight is of 36t, distributed to 2 x 7t on the front axles and 2 x 11t on the rear axles (see Fig. 5 and 6). The tracks are identical with the tracks of the three-axle T815 6 x 6.

TATRA JAMAL

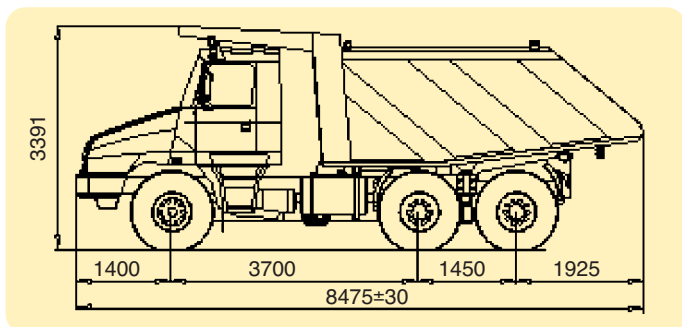
The tipping type of the Jamal Tatra is the heaviest three-axle lorry that can be currently met in common traffic. The maximum weight on the front axle and rear axle amounts to 8t and 2 x 15t respectively. Front track and rear track is of 2042 mm and 1870mm respectively (see Fig. 7).



Obr. 5 Schéma čtyřnápravového vozidla T815
Fig. 5 Chart of a T815 four-axle vehicle



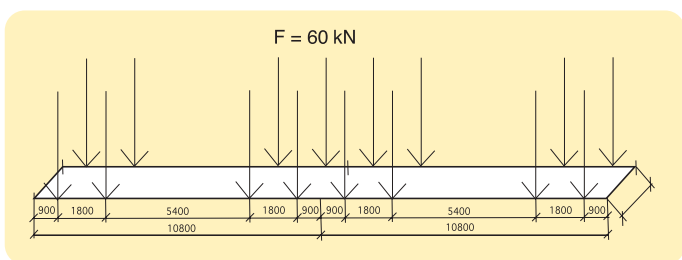
Obr. 6 Tatra T815 – čtyřnápravové provedení
Fig. 6 Four-axle Tatra T815



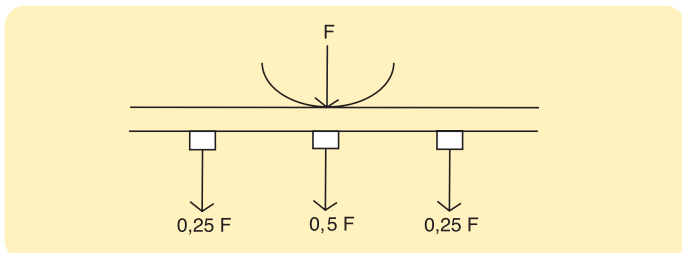
Obr. 7 Schéma vozidla Tatra Jamal
Fig. 7 Chart of a Tatra Jamal vehicle

V ČSN 73 6203 je uvedena zatžitelnost tramvajových tratí na kolejovém loži na příčných podporách, tj. pražcích. O tramvajových tratích uložených na velkoplošných panelech mostní norma nepojednává. Zatížení, kterým tramvaj působí na kolejnice, je 480 kN na jeden vůz. Mostní norma uvažuje pro výpočet dva tramvajové vozy spojené do jedné soupravy (obr. 8).

Konstrukce tramvajové tratě se skládá ze svršku a spodku tramvajové tratě. Svršek tramvajové tratě je zpravidla tvořen podkladem kolejového svršku a krytem tramvajové tratě. Podklad kolejového svršku je část, která přenáší zatížení z kolejových pásů na spodek tramvajové tratě. Podklad může být tvořen kolejovým ložem, podkladními vrstvami, příčnými pražci, podélnými prahy a pražcovými nebo monolitickými deskami. Kryt tramvajové tratě vyrovnává prostor mezi a vně kolejnicových pásů až do úrovně temene kolejnic. Tím je umožněno



Obr. 8 Schéma zatížení tramvají
Fig. 8 Streetcar load chart



Obr. 9 Roznos zatížení z kolejnic do pražců dle ČSN 73 6203
Fig. 9 Spreading of load from rails to sleepers according to ČSN 73 6203

2. TRACK HAULAGE LOAD (STREET CARS)

The norm ČSN 73 6203 “Action on Bridges” defines three types of the track haulage load capacity, namely the loading by railway traffic (loads on Czech Railways’s tracks or private tracks) and by urban railway traffic divided further into streetcar traffic and metro. Out of those types, this paper deals with the effects of at-grade streetcar traffic, which is usually characteristic part of central areas of cities.

ČSN 73 6203 stipulates loading capacity of streetcar tracks on track bed and lateral supports, i.e. sleepers. The bridge norm does not cover streetcar tracks laid on large-size panels. The load exerted by the street car on the rail amounts to 480 kN per car. For the purpose of the structural analysis, the bridge norm considers two street cars coupled into one train (see Fig. 8).

A streetcar track consists of superstructure and substructure. The streetcar superstructure usually comprises trackwork (stretches of rails and support elements) and a track cover. The support elements transfer the load from rails to the track substructure. The support elements may comprise ballast, base courses, lateral sleepers, longitudinal plinths and sleeper-type or cast-in-situ panels. The track cover is designed to fill the space between and outside the rail stretches up to the level of the running surface of the rails. This solution allows also trackless haulage to use the track. An open-type superstructure track does not comprise the track cover. The track substructure consists of an embankment, drains and other structures under the formation.

Streetcar trackwork is usually constructed using web-flange rails laid on concrete sleepers, or block-type flange rails designed for installation on large-size concrete panels.

STREETCAR TRACKWORK WITH LATERAL SUPPORTS – SLEEPERS

Sleepers on streetcar tracks are placed at 60cm spacing. Dimensions of the currently commonly used sleepers are 2420 x 220 mm in plan view; their height is 202 mm. Spreading of the load from rails to sleepers is considered as shown in the chart (see Fig. 9).

STREETCAR TRACKWORK WITH LARGE-SIZE PANELS

The norm does not prescribe the pattern of the load spreading from rails to panels. The panels are 2200mm wide, 180mm thick, and their production lengths vary from 0.6m to 6m.

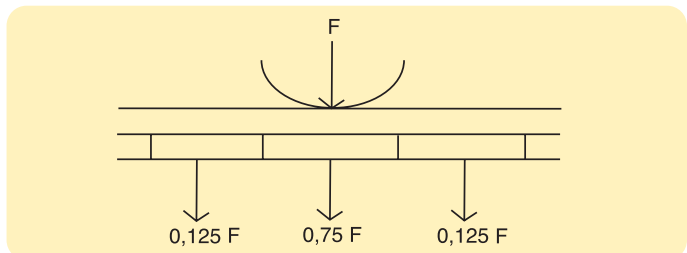
The analysis took into consideration both extreme cases of bearing of the stretches of rails, i.e. rails born by the shortest and longest panels, on the assumption that the load acting on the rail affects only the panel under this load, not the neighbouring panels. To give a more realistic picture of the load transfer from rails to the panels, the load spreading from the rails to the panels in the case of the shortest panels was considered according to the chart shown in Fig. 10.

3. ANALYSIS OF THE IMPACT OF SURFACE TRAFFIC INDUCED LIVE LOAD ACTION ON SURPLUS LOAD WITHIN THE GROUND ENVIRONMENT UNDER THE FORMATION LEVEL

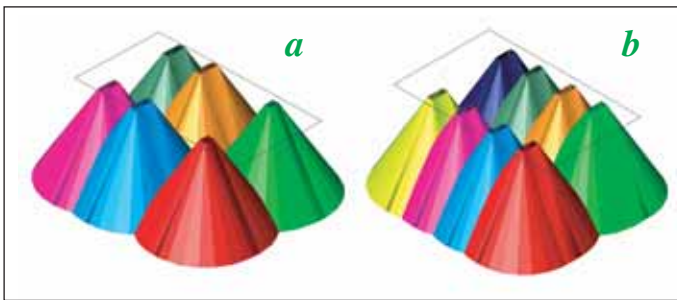
The analysis of the impact of surface traffic induced live load action on surplus load within the ground environment under the formation level was carried out using 3D models of the load spreading in half-space. The models allowed us to determine the course of the composite action of the individual loads, changing with depth. The depth-stress curve for elastic homogeneous half-space (idealised rock mass) was solved according to Boussinesq.

3.1 LOAD SPREADING ALONG THE OVERBURDEN DEPTH

From the engineering point of view, we can assume that the load spreads through rock mass vertically at a 30° to 45° angle. Because the lorry



Obr. 10 Roznos zatížení z kolejnic do spolupůsobících panelů
Fig. 10 Load spreading from rails to interacting panels



Obr. 11 Roznos zatížení od kontaktních ploch vozidel dle ČSN 73 6203
a - třínápravové vozidlo, b - čtyřnápravové vozidlo

Fig. 11 Spreading of loads exerted by vehicles on contact surfaces according to ČSN 73 6203

a - three-axle vehicle, b - four-axle vehicle

pojždění tratě i nekolejovou dopravou. Trať s otevřeným kolejovým ložem kryt tramvajové tratě neobsahuje. Spodek tramvajové tratě je tvořen zemním tělesem, odvodňovacími stavbami a jinými objekty.

Pro svršek tramvajové tratě se používají stojinové žlábkové kolejniče ukládané na betonové pražce, nebo blokové žlábkové kolejniče pro velkoplošné betonové panely.

TRAMVAJOVÉ TRATĚ NA PŘÍČNÝCH PODPORÁCH – PRAŽCÍCH

Tramvajové tratě mají pražce od sebe vzdáleny šedesát centimetrů. Rozměry dnes běžně používaných pražců mají půdorysný rozměr 2420 x 220 mm a výšku 202 mm. Roznos zatížení z kolejniče na pražce se uvažuje podle schématu (obr. 9).

TRAMVAJOVÉ TRATĚ NA VELKOPLOŠNÝCH PANELECH

U tramvajových tratí uložených na velkoplošných panelech mostní norma nepředepisuje roznos zatížení z kolejniče na panely. Panely mají šířku 2200 mm a výšku 180 mm, výrobní délky jsou různé, od 0,6 do 6 m.

Při analýze byly uvažovány oba extrémní případy uložení, tj. uložení tramvajové trati na nejkratších, resp. nejdelších panelech, za předpokladu, že zatížení na kolejniči ovlivňuje pouze panel pod tímto zatížením a nikoliv panely sousední. Pro vystižení reálnějšího přenosu zatížení z kolejniče do panelů byl pro uložení na nejkratších panelech ještě uvažován roznos zatížení z kolejniče do panelů dle schématu z obr. 10.

3. ROZBOR VLIVU USPOŘÁDÁNÍ POVRCHOVÉHO ZATÍŽENÍ DOPRAVOU NA PŘÍTÍŽENÍ UVNITŘ ZEMNÍHO TĚLESA

Rozbor vlivu uspořádání povrchového zatížení na přitížení uvnitř zemního tělesa byl proveden pomocí 3D modelů roznosu zatížení poloprostorem, z nichž je možno zjistit průběh vzájemného ovlivňování zatížení s narůstající hloubkou. Průběh napětí v pružném homogenním poloprostoru (idealizovaném horninovém masivu) v závislosti na hloubce byl řešen podle Boussinesqa.

3.1 ROZDOS ZATÍŽENÍ PO VÝŠCE NADLOŽÍ

Z inženýrského hlediska lze předpokládat, že zatížení se šíří horninou ve svislém směru pod úhlem 30° až 45°. Jelikož dosedací plochy od kol automobilů nebo od pražců či panelů tramvajových tratí jsou obdélníkového tvaru (případně kruhového tvaru, pokud by byla kontaktní plocha zatížení uvažována dle ČSN 736114 „Vozovky pozemních komunikací“), je nutno účinky roznašet zeminou pod zvoleným úhlem od hran kontaktních obdélníkových, resp. kruhových ploch. Tím vznikají od jednotlivých zatížení v zemině prostorové roznosové zóny kuželového tvaru; jejich účinky se s narůstající hloubkou postupně kumulují podle toho, jak se tyto zóny od jednotlivých zatěžovacích ploch překrývají. V libovolném horizontálním řezu jsou svislá napětí na jednotlivých zatěžovacích plochách v celém rozsahu reprezentována teoretickým Boussinesqovým napětím, vypočteným na svislici pod středem zatěžovací kontaktní plochy (dosedací plocha pneumatik, pražce, panely). Byly řešeny roznosy všech výše uvedených typů zatížení, příklady roznosu vybraných nahodilých zatížení povrchu do hloubky pěti metrů jsou patrné ze schémat na obr. 11 až 13.



Obr. 12 Roznos zatížení od kontaktních ploch reálných vozidel
a - čtyřnápravová Tatra T815, b - Tatra Jamal

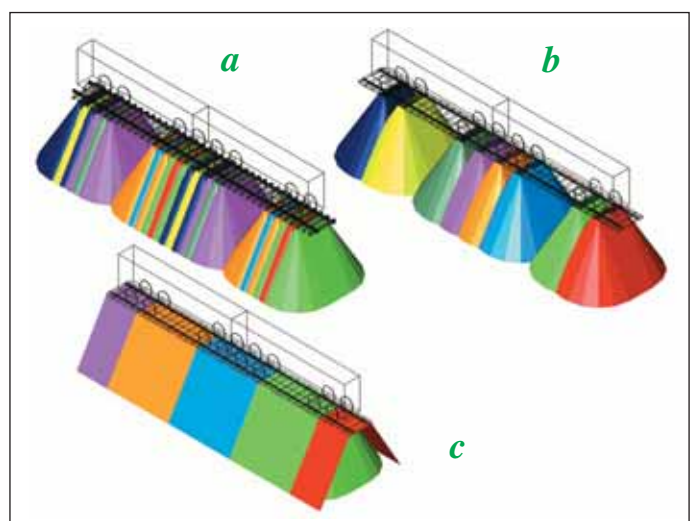
Fig. 12 Spreading of loads exerted by real vehicles on contact surfaces

a - four-axle Tatra T815 b - Tatra Jamal

wheel contact surfaces or sleeper or trackbed panel contact surfaces are rectangular (or circular if we assume the load contact surface according to ČSN 73 6114 “Road Pavements”), the effects must be considered as spreading through the ground at a selected angle from edges of the rectangular or circular contact surfaces. This procedure creates spatial conical load-spreading zones in the ground environment under the individual loads. Their effects accumulate with depth, depending on the extent of overlapping of the individual load-spreading zones. At any arbitrary horizontal cross section, the vertical stresses on individual loading surfaces are fully represented by the theoretical Boussinesq stress calculated along a vertical line, under the centre of the load contact surface (contacts of tyres, sleepers, panels). The load-spreading problem was solved for all above-mentioned loading types; examples of spreading of selected live loads acting on the ground surface up to a depth of five metres are presented in the charts below (see Fig. 11 to 13).

3.2 LOAD TRANSFER FROM THE GROUND SURFACE LEVEL TO A DEPTH AND STATE OF STRESS IN THE GROUND

The magnitude of the stress in the ground induced by the loading vehicles according to ČSN 73 6203, by real vehicles and streetcar tracks born both by sleepers and large-size panels can be determined using the same method as in the case of a rectangular foundation slab. Therefore the method of calculation of the theoretical stress under the centre of a rectangular loading surface using calculation models for determination of a vertical component of stress in ground defined by ČSN 73 1001 “Subsoil under Shallow Foundations”. Because this norm allows only stress under a corner of a rectangular foundation slab to be solved, it is necessary to determine the stress under the corner of a quarter-area slab, and subsequently to recalculate this stress to the stress under the centre of the complete loading surface. The course of the state of stress induced by a load acting on a circular contact surface (according to the above-mentioned norm ČSN



Obr. 13 Roznos zatížení od tramvajové tratě
a - uložení na pražcích, b - uložení na panelech 2,2 x 0,6 m, c - uložení na panelech 2,2 x 6 m

Fig. 13 Spreading of loads exerted by a streetcar track

a - sleeper-type of bearing, b - bearing panels 2.2 x 0.6m, c - bearing panel 2.2 x 6m

ČSN 736203 4-NPV-A
Vstupní hodnoty
Entrance value
 F = 100,0kN
 z = 4,600m
 A = 0,2x0,6m
 f = F / A = 833,333kN/m²
 m = 0,2
 γ = 20kN/m³

Kontaktní napětí
Contact stress
 $\sigma_{z1/4} = \frac{f(2\pi) \cdot (\arctg(l \cdot b / (z \cdot (l^2 + b^2 + z^2)^{1/2})) + l \cdot b \cdot z / (l^2 + b^2 + z^2)^{1/2} \cdot (1 / (l^2 + z^2) + 1 / (b^2 + z^2)))}{4} = 0,562 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_z = \sigma_{z1/4} \cdot 4 = 2,248 \text{ kN/m}^2$

Globální napětí
Global stress

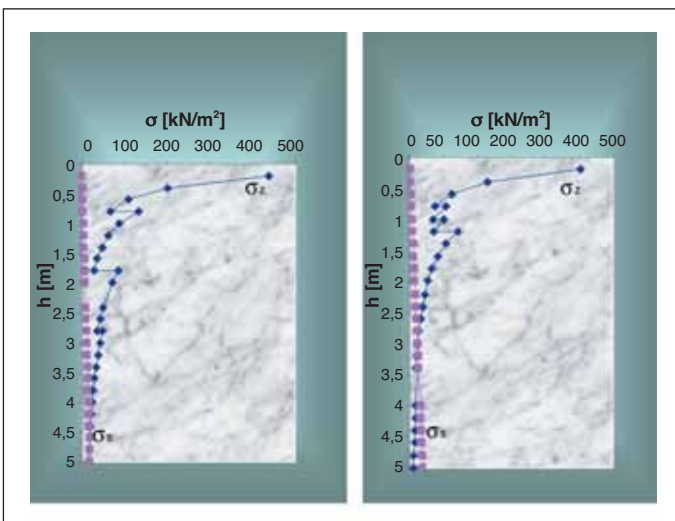
h [m]	ΣAi	σ _z [kN/m ²]	σ _s [kN/m ²]
0,2	1x0,2x0,6	437,856	0,800
0,4	1x0,2x0,6	200,859	1,600
0,6	1x0,2x0,6	108,381	2,400
0,8	1x0,2x0,6	66,159	3,200
0,8	2x0,2x0,6	132,317	3,200
1	2x0,2x0,6	88,234	4,000
1,2	2x0,2x0,6	62,718	4,800
1,4	2x0,2x0,6	46,747	5,600
1,6	2x0,2x0,6	36,132	6,400
1,8	2x0,2x0,6	28,737	7,200
1,8	6x0,2x0,6	86,211	7,200
2	6x0,2x0,6	70,163	8,000
2,4	6x0,2x0,6	49,028	9,600
2,6	6x0,2x0,6	41,863	10,400
2,8	6x0,2x0,6	36,157	11,200
2,8	8x0,2x0,6	48,209	11,200
3	8x0,2x0,6	42,053	12,000
3,2	8x0,2x0,6	37,001	12,800
3,4	8x0,2x0,6	32,806	13,600
3,6	8x0,2x0,6	29,285	14,400
3,8	8x0,2x0,6	26,301	15,200
4	8x0,2x0,6	23,750	16,000
4,2	8x0,2x0,6	21,552	16,800
4,4	8x0,2x0,6	19,645	17,600
4,6	8x0,2x0,6	17,981	18,400
4,8	8x0,2x0,6	16,519	19,200
5	8x0,2x0,6	15,228	20,000

Tab. 1 Výpočet průběhu napětí σ_z a σ_s od zatížení povrchu čtyřnápravovým vozidlem zatěžovací třídy A podle ČSN 73 6203

Table 1 Calculation of the depth-stress curve for σ_z and σ_s induced by a four-axle vehicle, loading class A according to ČSN 73 6203, loading the ground surface

3.2 PŘENOS ZATÍŽENÍ Z POVRCHU DO HLOUBKY A NAPJATOST V ZEMINĚ

Velikost napětí v zemině od zatěžovacích vozidel podle ČSN 73 6203, reálných vozidel a tramvajových tratí uložených jak na pražcích,



Obr. 14 Čtyřnápravová vozidla – průběh svislého napětí a strukturální pevnosti a - vozidlo dle ČSN 73 6203, b - Tatra T815

Fig. 14 Four-axle vehicles: depth-vertical stress curve plus structural strength a - vehicle according to ČSN 73 6203, b - Tatra T815

73 6114) can be determined by calculating the depth-stress curve under the centre of a circular foundation slab.

The load is transferred from the ground surface to the depth of the rock mass according to Boussinesq's theory (homogeneous, isotropic, linearly elastic material). Within such the half-space, a load action on the surface triggers a theoretical change in the state of stress (therefore it also causes deformation of the environment) to an infinite depth. Real ground, however, deforms only to the depth that the values of the vertical stress σ_z and the structural (intrinsic) strength of ground σ_s equalise at. The depth that the structural strength and vertical stress in the ground environment induced by a load action on the ground surface equalise at determines the lower limit of so-called deformation zone, which the relevant stress-strain changes take place in. We can gather from the fact that the ground beneath this zone does not deform any more that a live load action on the ground surface induces the surplus load action only on the tunnel liner found in the deformation zone.

Structural strength, which can be determined according to ČSN 73 1001 using a surplus load correction index m , depends on the type of the foundation ground; this strength assumes values 0.1 to 0.5 times the pressure induced by the weight of the overburden σ_{or} at the particular depth.

Subject of the analysis were the curves of vertical stress induced by all above-mentioned types of the live load acting on the ground surface. Calculations of the curves of vertical stress (surplus load) for the selected types of live load are shown in Table 1 and 2; the influence of the structural strength of ground on the depth of the deformation zone

TATRA T815-4
Vstupní hodnoty
Entry values
 F = 37,5kN
 z = 3,200m
 A = 0,2x0,3m
 f = F / A = 625,000kN/m²
 m = 0,2
 γ = 20kN/m³

Kontaktní napětí
Contact stress
 $\sigma_{z1/4} = \frac{f(2\pi) \cdot (\arctg(l \cdot b / (z \cdot (l^2 + b^2 + z^2)^{1/2})) + l \cdot b \cdot z / (l^2 + b^2 + z^2)^{1/2} \cdot (1 / (l^2 + z^2) + 1 / (b^2 + z^2)))}{4} = 0,436 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_z = \sigma_{z1/4} \cdot 4 = 1,744 \text{ kN/m}^2$

Vstupní hodnoty
Entry values
 F = 57,5kN
 z = 3,200m
 A = 0,2x0,6m
 f = F / A = 479,167kN/m²
 m = 0,2
 γ = 20kN/m³

Kontaktní napětí
Contact stress
 $\sigma_{z1/4} = \frac{f(2\pi) \cdot (\arctg(l \cdot b / (z \cdot (l^2 + b^2 + z^2)^{1/2})) + l \cdot b \cdot z / (l^2 + b^2 + z^2)^{1/2} \cdot (1 / (l^2 + z^2) + 1 / (b^2 + z^2)))}{4} = 0,665 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_z = \sigma_{z1/4} \cdot 4 = 2,659 \text{ kN/m}^2$

Globální napětí
Global stress

h [m]	ΣAi	σ _z [kN/m ²]	σ _s [kN/m ²]
0,2	1x0,2x0,3	267,682	0,800
0,2	1x0,2x0,6	251,767	0,800
0,4	1x0,2x0,6	115,494	1,600
0,6	1x0,2x0,6	62,319	2,400
0,8	1x0,2x0,6	38,041	3,200
0,8	2x0,2x0,3	53,683	3,200
1	2x0,2x0,3	34,866	4,000
1	2x0,2x0,6	50,735	4,000
1,2	2x0,2x0,6	36,063	4,800
1,2	4x0,2x0,6	72,125	4,800
1,4	4x0,2x0,6	53,759	5,600
1,6	4x0,2x0,6	41,552	6,400
1,8	4x0,2x0,6	33,048	7,200
2	4x0,2x0,6	26,896	8,000
2,2	4x0,2x0,6	22,306	8,800
2,4	4x0,2x0,6	18,794	9,600
2,6	4x0,2x0,6	16,048	10,400
2,8	4x0,2x0,6	13,860	11,200
3	4x0,2x0,6	12,090	12,000
3,2	4x0,2x0,6	10,638	12,800
3,4	4x0,2x0,6	9,432	13,600
3,4	4x0,2x0,6+2x0,2x0,3	12,522	13,600
4	4x0,2x0,6+2x0,2x0,3	9,062	16,000
4,2	4x0,2x0,6+2x0,2x0,3	8,223	16,800
4,4	4x0,2x0,6+2x0,2x0,3	7,495	17,600
4,6	4x0,2x0,6+2x0,2x0,3	6,860	18,400
4,6	4x0,2x0,6+4x0,2x0,3	6,860	18,400
4,8	4x0,2x0,6+4x0,2x0,3	6,302	19,200
5	4x0,2x0,6+4x0,2x0,3	5,809	20,000

Tab. 2 Výpočet průběhu napětí σ_z a σ_s od zatížení povrchu reálným čtyřnápravovým vozidlem Tatra T815

Table 2 Calculation of the depth-stress curve for σ_z and σ_s induced by a real four-axle vehicle Tatra T815 loading the ground surface

tak na velkoplošných panelech, se dá stanovit stejně jako napětí pod základem obdélníkového tvaru. Pro výpočet teoretického napětí pod středem zatěžovací obdélníkové plochy lze proto využít výpočtových modelů pro určení svislé složky napětí v zemině podle ČSN 731001 „Základová půda pod plošnými základy“. Jelikož tato norma umožňuje řešit pouze napětí pod rohem obdélníkového základu, je nutno stanovit napětí pod středem čtvrtinové plochy a následně přepočítat na napětí pod středem celé zatěžovací plochy. Průběh napjatosti od zatížení na kruhové kontaktní ploše (dle výše zmíněné ČSN 73 6114) lze stanovit jako průběh napětí pod středem základu kruhového tvaru.

Zatížení se přenáší z povrchu do hloubky zemního masivu podle Boussinesqovy teorie (homogenní, izotropní, lineárně pružný materiál). V takovém poloprostoru způsobí zatížení povrchu teoretickou změnu napjatosti (a tudíž i deformaci prostředí) do nekonečné hloubky. Skutečná zemina se však deformuje jen do hloubky, v níž je hodnota svislého napětí σ_z rovná strukturální pevnosti zeminy σ_s . Hloubka, v níž dochází k vyrovnání strukturální pevnosti se svislým napětím v zemině od zatížení povrchu, vymezuje spodní hranici tzv. deformační zóny, v níž probíhají relevantní napěťo-deformační změny. Protože se zemina pod touto zónou v okolí podzemního díla již nedeformuje, lze z toho dovodit, že nahodilé zatížení povrchu vyvolává přetížení na ostění podzemní stavby pouze v rozsahu deformační zóny.

Strukturální pevnost, kterou je možno určit podle ČSN 73 1001 pomocí opravného součinitele přetížení m , je závislá na druhu základové půdy a nabývá hodnot 0,1 až 0,5 násobku tlaku vyvolaného tíhou nadloží σ_{or} v uvažované hloubce.

Byly řešeny průběhy svislého napětí od všech výše uvedených typů nahodilého zatížení povrchu. Uvedeny jsou výpočty průběhů svislého napětí (přetížení) pro vybrané typy nahodilého zatížení, z nichž a z obr. 14 a 15 je jasné patrný vliv strukturální pevnosti na hloubku deformační zóny. Strukturální pevnost musela být pro výpočty stanovena konkrétní hodnotou; byla zvolena hodnota 0,2 σ_{or} , která je nejmenší hodnotou reprezentující zeminy běžného typu. Pro všechny vyšší hodnoty strukturální pevnosti by byla hloubka deformační zóny menší.

4. ZÁVĚR

Celkový rozsah analýzy, jejíž část je obsažena v tomto článku, zahrnoval všechny případy zatížení nekolejovými vozidly a tramvajemi, které jsou uvedeny v kapitole 1. a 2.

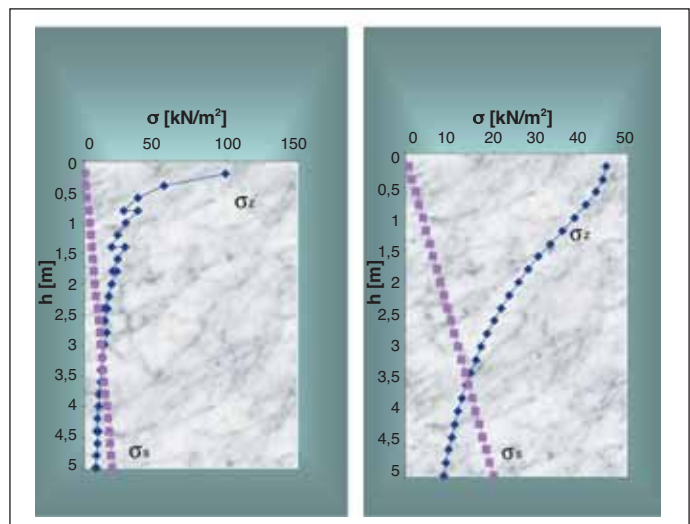
Z provedených výpočtů vyplynulo, že od posuzovaných nekolejových vozidel se vliv zatížení povrchu efektivně uplatní do největší hloubky u čtyřnápravového vozidla zatěžovací třídy A dle ČSN 736203. Při uvažované bezpečné hodnotě opravného součinitele přetížení m (ovlivňujícího velikost strukturální pevnosti zeminy) je spodní hranice deformační zóny pro tento typ vozidla v hloubce cca 4,7 m; při větší výšce nadloží je přetížení na ostění podzemního díla zanedbatelné velikosti.

Je však zároveň patrné, že zatížení od čtyřnápravového vozidla zatěžovací třídy A dle ČSN 736203 nezpůsobuje obecně největší napjatost v zemině ve všech hloubkách. Vzhledem k rozdílné hloubkové kumulaci zatížení od jednotlivých kol konkrétních zatěžovacích vozidel jsou svislá napětí σ_z v některých hloubkách větší než od vozidla s největším hloubkovým dosahem deformační zóny. Při řešení konkrétního typu podzemního díla je známá výška a vlastnosti nadloží nad podzemním dílem. Popsané řešení umožňuje vyhledat typ zatížení, který dává v zadané hloubce největší příčinek, a umístit jej na povrchu do nejnepříznivější polohy vůči podzemnímu dílu. Tuto skutečnost je žádoucí při návrhu tunelového ostění respektovat. V uvedené formě je to možné pouze při stanovení vnitřních sil v ostění některou z klasických metod, především pak metodou polygonální (zatížený prutový model ostění s uložením na pružných podporách).

U tramvajových tratí se do největší hloubky v zemině přenesese zatížení při uložení na velkoplošných panelech rozměru 2,2 x 6,0 m. I zde platí, že toto zatížení nezpůsobuje největší napjatost v zemině ve všech hloubkách.

**PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., bartakj@fsv.cvut.cz,
ING. PAVEL RŮŽIČKA, ruzickapa@post.cz,
FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE**

Príspevek byl zpracován v rámci řešení výzkumného záměru Stavební fakulty ČVUT v Praze č. VZ 01 CEZ MSM 6840770001 "Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost materiálů a stavebních konstrukcí".



Obr. 15 Tramvajové tratě – průběh svislého napětí a strukturální pevnost
a - uložení na pražcích, b - uložení na velkoplošných panelech

Fig. 15 Streetcar tracks: depth-vertical stress curve plus structural strength
a - born by sleepers, b - born by large-size panels

is clearly visible in fig. 14 and 15. The structural strength had to be set using a certain value (a value of 0.2 σ_{or} was chosen), which is the lowest value representing common ground types. The depth of the deformation zone would be shallower for all higher values of the structural strength.

4. CONCLUSION

The overall extent of the analysis, the part of which is contained in this paper, covered all cases of loads exerted by track-less vehicles and streetcars dealt with in chapters 1 and 2.

It followed from the completed calculations that the effect of the surface loading by the analysed track-less vehicles reaches to the deepest level in the case of the four-axle vehicle, loading class A according to ČSN 73 6203. If a safe value of the surplus load correction index m (affecting the value of the structural strength of ground) is assumed, the lower limit of the deformation zone for this vehicle type is at a depth of about 4.7m; at a greater depth under the surface the magnitude of the surplus load acting on the tunnel lining is negligible.

It is, however, obvious that the loading by the four-axle vehicle of the loading class A according to ČSN 73 6203 does not induce the highest state of stress at all depths of the ground environment. Due to the differing depth-related accumulation of the load exerted by individual wheels of particular loading vehicles, the vertical stresses σ_z are higher at some depths than those exerted by vehicles featuring the deepest extent of the deformation zone. When a specific type of an underground structure is being solved, the depth and properties of the cover of the underground structure are known. The solution described in this paper allows us to identify the type of load having the highest influence at the depth in question, and to place this type of load on the ground surface to the worst possible position in respect of the underground structure. It is desirable for the tunnel lining design to pay due respect to this fact. In the above-mentioned form it is possible only when internal forces in the liner are determined using one of traditional methods, primarily the polygonal method (a bar-type model of the liner with spring supports is subjected to the loading).

Regarding the streetcar tracks, the deepest level of the transfer of the load in the ground environment is achieved in the case of the large-size panels 2.2 x 6.0m. It also applies here that this loading does not induce the highest stress in the ground at all depths.

**PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., bartakj@fsv.cvut.cz,
ING. PAVEL RŮŽIČKA, ruzickapa@post.cz,
FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE**

The paper was elaborated in the framework of the work on a research project solved by the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University of Prague No. VZ 01 CEZ MSM 6840770001 "Reliability, Optimisation and Longevity of Materials and Structures".

DYNAMICKÉ ÚČINKY METRA VE VARŠAVĚ NA BUDOVY

DYNAMIC IMPACT OF THE SUBWAY IN WARSAW ON BUILDINGS

ROMAN CIESIELSKI, KRZYSZTOF STYPUŁA

ÚVOD

V první polovině osmdesátých let 20. století byla zahájena stavba první trasy podzemní dráhy ve Varšavě, která byla navržena jako mělká podzemní dráha (hloubka temene kolejnice je od 9 do 10,5 m pod povrchem). Jelikož část trasy prochází pod hustě zastavěnou oblastí středu města, bylo nutno analyzovat možné dynamické účinky podzemní dráhy na okolní budovy a na lidi žijící v těchto domech. Autoři převzali úkol provést experimentální výzkumy nejdříve v Praze a potom po zahájení prvního úseku podzemní dráhy ve Varšavě [6, 7, 8, 10].

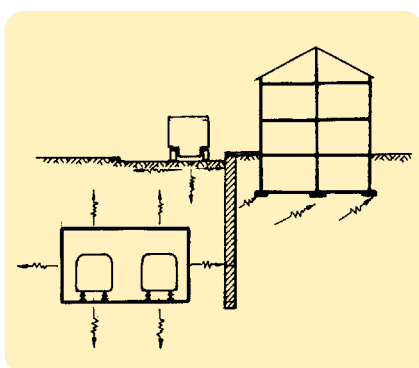
Provedení výzkumu bylo nutné, jelikož údaje z literatury v této oblasti byly omezené. Z množství prací, které se věnují vibracím vyvolaným průjezdem vlaků, se jen málokterá zabývá vlaky pohybujícími se v tunelech podzemní dráhy. Zde je možno vyzdvihnout cyklus experimentálních a teoretických prací publikovaných Makovičkou [18, 19, 20, 21, 22, 23, 24] na základě experimentálních výzkumů na pražském metru. Kmitáním ostění tunelů metra, vyvolaným průjezdy vlaků, se zabývali Czernobaj a Szatkowski [11], Estorff a Antes [12], Frołow a kol. [30]. Vznik vibrací a hluku v tunelu je pojednán i v práci Heckela [16]. Vybraný jednotkový výzkum šíření vibrací a hluku z tunelu metra do budov je obsažen v práci Ungara a kol. [30] a návrhy na předpovídání v této oblasti v práci Melka [25]. Příklady stavebních konstrukcí vystavených dynamickým účinkům z provozu podzemní dráhy se nacházejí v článku Grundmanna a kol. [14] a [15].

Problémy ochrany budov proti vibracím pocházejícím z tunelů metra se zabývali Valenta [31], Weber [32] a Wietlake [33]. V práci Balendry a kol. [1] bylo spolupůsobení systému tunel–hornina–budova analyzováno metodou dalšího dělení na menší části konstrukce. Na základě většinou teoretické analýzy a omezeného počtu výsledků experimentálních prací přednesli Rücker a Said práci na téma šíření otřesů mezi tunelem a okolními budovami i přenášení otřesů na budovy.

FAKTORY OVLIVŇUJÍCÍ ÚROVEŇ VIBRACÍ VYVOLANÝCH JÍZDAMI VLAKŮ V TUNELECH PODZEMNÍ DRÁHY

Vibrace, vyvolané dopravou, jsou označovány jako paraseismické aktivity. Jsou to mechanické vibrace, přenášené horninou do konstrukce budovy (obr. 1). Analýza a modelování tohoto složitého jevu by měly zahrnovat jeho tři hlavní aspekty:

- fyzikální mechanismy, odpovědné za vznik vibrací (problém zdroje vibrací),
- průběh šíření vibrací horninou (podloží i na povrchu) mezi jejich zdrojem a přijímačem (problém šíření),
- budova jako přijímač, přijímající kmitání (problém přijímání vibrací a reakce konstrukce budovy).



Obr. 1 Znárodnění šíření vibrací vyvolaných dopravou

Fig. 1 Diagram of transportation vibrations propagation

INTRODUCTION

In the first half of the eighties of the XX century construction of the first subway line in Warsaw was commenced which was designed as a shallow subway (caving of the rail-head is from 9 to 10,5 m under the terrain surface). Since part of the line runs under densely built-up area of the city centre a necessity occurred to analyse possible dynamic impacts of the subway on building in the surrounding and people living in those buildings. The authors undertook the task to carry out the experimental investigations firstly in Prague and after commencing of the subway's first section – in Warsaw [6,7,8,10].

Performance of the investigations was necessary because of a limited number of data in the literature on the subject. From among numerous works devoted to vibrations induced by runs of the trains only few of them regard subway trains moving in tunnels. One should distinguish here a cycle of experimental and theoretical works published by Makovička [18,19,20,21,22,23,24] on the basis of experimental investigations in subway of Prague. Vibration of the lining of subway tunnels induced by runs of trains were dealt with by Czernobaj and Szatkowski [11], Estorff and Antes [12], Frołow et al [30]. Generation of vibration and noise in a tunnel is also discussed in the work by Heckel [16]. A selected, unit investigation of vibrations and noise propagation from the subway's tunnel to buildings is comprised in the work by Ungar et al [30]. And the suggestions of forecasting in this respect in the work by Melke [25]. Examples of buildings construction exposed to dynamic impact from the subway can be found in the article by Grundmann et al [14] and [15].

Problems of buildings protection against vibrations coming from subway's tunnels were dealt with by Valenta [31], Weber [32] and Wietlake [33]. In the work by Balendra et al [1] the interaction of the tunnel-ground- building system was analysed using the method of subdivision into sub-structures. On the basis of mostly theoretical analysis and a limited number of results from experimental works Rücker and Said [29] presented subject matter of propagation of quakes between a tunnel and surrounding buildings as well as propagation of quakes onto the buildings.

FACTORS INFLUENCING THE LEVEL OF VIBRATIONS GENERATED BY RUNS OF TRAINS IN SUBWAY'S TUNNELS

Transportation induced vibrations are classified into para-seismic activity. Those are mechanical vibrations being transferred via a ground onto building structures (fig.1) Analysing and modelling of this complex phenomenon should include its three main aspects. i.e.:

- physical mechanisms responsible for vibrations generation (problem of vibrations source),
- the course of vibrations propagation in the ground (both in subsoil and on surface) between their source and a receiver (problem of propagation),
- a building as the receiver accepting vibrations (problem of vibrations acceptance and reaction of the building's structure).

A model depiction of the course of those phenomena with utilisation of a function of transfer via a ground is diagrammatically presented in fig. 2.

The level of transportation vibrations is thus dependent on those factors, which can exert an impact on induction of vibrations at a source, their propagation in the ground and receipt by buildings [2,3,4,5,9,17,26,27,29].

One should mention here the following factors [9]:

- A - mechanical kind and type and condition of a vehicle generating vibrations. In particular the following elements can play their role:
 - shape of a vehicle (at high speeds) and its dead-weight,
 - balancing of the vehicle's components,

Modelové zobrazení průběhu tohoto jevu s použitím funkce přenosu horninou je zobrazeno na obr. 2.

Úroveň vibrací způsobených dopravou je tedy závislá na těch faktorech, které mohou mít dopad na vyvolání vibrací v místě zdroje, jejich šíření v hornině a přijetí budovami [2, 3, 4, 5, 9, 17, 26, 27, 29].

Zde by bylo možné uvést následující faktory [9]:

A – mechanický druh, typ a stav vozidla způsobujícího kmitání.

Roli hrají hlavně následující prvky:

- tvar vozidla (za vysokých rychlostí) a jeho vlastní tíha,
- vyváženost součástí vozidla,
- stupeň zatížení vozidla,
- druh systému závěsu pružnice,
- stav vozidla, hlavně jeho systém závěsu pružnic a kol (nevyváženost kol, ovalnost, místní zploštění po obvodu kola),
- způsob přenosu vibrací na kolejnici,
- rozvor nápravy dvojkolí (pohybujícího se po kontaktní trati).

B – druh a stav konstrukce trati (např. spodní stavba trati), po které se vozidla pohybují, zvláště:

- druh kolejnice (kolejové styky, styk s kolem, přenášení zatížení),
- způsob podepření kolejnice, druh a počet podpor (dřevěné pražce, betonové, příčné, podélné, desky, atd.),
- prvky přenášející kmitání z kolejnic do okolí (traťové lože, izolace proti vibracím, atd.),
- vertikální a horizontální tuhost celého povrchu,
- řešení míst zvláštního účelu (křížení, výhybky, hrotnice, oblouky, atd.),
- stavební stav trati (nerovnost konstrukce trati, zvlnění kolejnic, atd.).

C – způsob jízdy vozidla (tzv. jízdní poměry):

- jízdní rychlost,
- trasa jízdy (přímá trať, oblouk),
- zastavování a rozjíždění vozidla,
- překrývání vibrací vzniklých pohybem většího počtu vozidel (např. souběžná jízda vozidel).

D – druh a stav podloží jímž se kmitání šíří:

- geotechnická stavba podloží,
- vodní poměry v podloží,
- výskyt předělů v hornině, trhlin, podzemní infrastruktury, atd.

E – vzdálenost a situace objektu přijímajícího kmitání od zdroje vibrací

F – druh a stav objektu, přijímajícího kmitání:

- druh budovy, její konstrukce a tvar,
- způsob založení,
- stav zachovalosti budovy,
- zatížení a jiné další vlivy,
- dynamické charakteristiky konstrukce (frekvence vlastního kmitání, útlum).

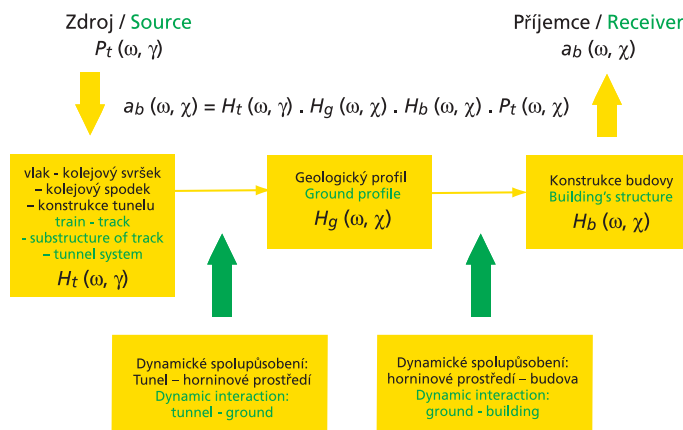
G – s ohledem na podzemní dráhu by se měla přidat další fakta:

- výrub tunelu podzemní dráhy,
- druh ostění tunelu, jímž se bude kmitání šířit ven.

ZDROJE VIBRACÍ

V případě dále uváděných výzkumů byly zdrojem vibrací jízdy vlaků v tunelech podzemní dráhy při běžném provozu. Maximální provozní rychlost vlaků v podzemní dráze tam, kde není žádné zvláštní omezení rychlosti, je 80 km/h.

Každá ze souprav metra se skládala ze tří vozů ruské výroby, to znamená dvou hlavních (motorových) vozů model 8 I-572 na každém konci soupravy a mezilehlého vozu model 8 I-573 uprostřed. Vlastní tíha těchto dvou typů vozidel byla 34 t u motorového vozu a 33 t u mezilehlého vozu. Traťové tunele v úseku, kde byl výzkum prováděn, byly raženy prstencovou metodou. Tento traťový úsek se skládá ze dvou souběžných tunelů (osová vzdálenost v horizontálním promítání od 11 do 15 metrů), vedoucích navzájem nezávisle, každý s vnějším průměrem 5,50 m. Podobně jako v Praze byl i u varšavské podzemní dráhy použit bezpražcový způsob uložení (obr. 3), s vibračně izolačními podkladnicemi v místech upevnění kolejnic.



Obr. 2 Schematické znázornění procesu šíření vibrací od zdroje k přijímači
Fig. 2 Diagrammatical model of the process of vibrations propagation from the source to the receiver

- degree of loading of the vehicle,
- kind of spring rigging system,
- condition of the vehicle, especially its spring rigging system and wheels (non-balancing of wheels, ovalization, local oblateness along the circumference of the wheel),
- manner of vibration transmission onto the rail,
- axle base of wheel sets (moving along a contact rail-track).

B – kind and condition of the track structure (for instance, substructure of the track) along which the vehicle runs, Especially:

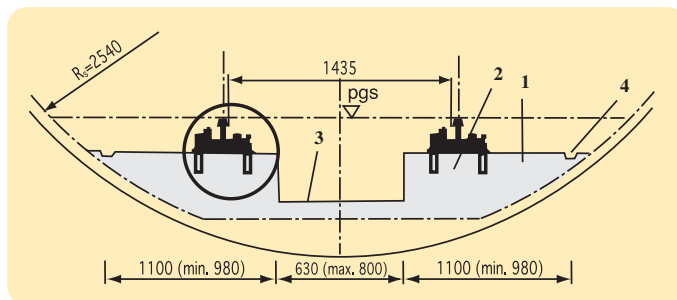
- kind of rail (contacts of rail, contact with a wheel, transfer of loads),
- the manner of rail support, kind and number of supports (timber sleepers, concrete ones, crosswise, longitudinal, plates, etc),
- elements transmitting vibrations from rails onto surroundings (substructure of the track, vibro-insulation, etc),
- vertical and horizontal rigidity of the whole surface,
- solution on special purpose sites (crossings, turnouts, switch points, bendings, etc),
- condition of the track structure, (unevenness of the track structure corrugation of rails, etc).

C – manner of the vehicle's running (the so called running conditions) in which:

- speed of running,
- track of running (straight line, bending),
- stopping and starting of the vehicle,
- overlapping of vibrations induced by movement of a greater number of vehicles (for instance, simultaneous passing by of the vehicles).

D – kind and conditions of substrate via which vibrations propagation:

- geotechnical structure of the substrate,
- water conditions in the base,
- occurrence of partitions in the ground, fissures, underground infrastructure, etc.



Obr. 3 Bezpražcová konstrukce trati v tunelu metra: 1 – podklad z betonu B25, 2 – upevnění koleje, 3 – odvodňovací žlab, 4 – odvodňovací žlábký (příčné a podélné), pgs – výška hlavy kolejnice na trati bez převýšení

Fig. 3 Non-sleeper track structure in subway's tunnel: 1 – Substructure of concrete B25, 2 – joint site fastening the rail, 3 – dewatering drain, 4 – dewatering grooves (crosswise and longitudinal), pgs – level of rail head in the track without superlevation

ŠÍŘENÍ VIBRACÍ V HORNINĚ

Jev šíření vibrací v hornině v důsledku jízd vlaků v tunelech metra má jiný charakter než šíření od povrchových zdrojů. Otřesové vlny procházejí od tunelu raženého v hornině na povrch terénu pod různými úhly (obr. 4). Podle úhlu dopadu jsou zcela nebo částečně odrazeny od povrchu země nebo se na povrchu zalomí. Zalomená vlna se šíří po povrchu země jako povrchová vlna a prochází interferencí se složkami prostorových vln, přímo zasahujícími tento povrch, jak je znázorněno na obr. 4. Ve skutečnosti se tato interference týká většího počtu vln, jelikož jak příčné, tak i podélné vlny jsou předmětem odrazů a lomů. V důsledku uvedené interference vln v různé vzdálenosti od tunelu vznikají místní maxima a minima hodnot amplitud vibrací.

Takový průběh tohoto jevu je potvrzován výsledky experimentálních výzkumů. Výsledky výzkumů prováděných v Praze jsou uvedeny dále (obr. 5). Ve čtyřech bodech povrchu země se měřila horizontální radiální složka (složka X) a vertikální složka (složka Z) zrychlení vibrací povrchu země při zaznamenávání několika jízd vlaků metra ve dvou tunelech. Na obr. 6 jsou výsledky měření ve formě poměru maximálních amplitud zrychlení ve vzdálenosti r (amplituda A_r) k amplitudě A_0 nad osou tunelu B ($r = 0$). Výsledky platí pro vertikální a horizontální kmitání zaznamenané při jízdách vlaků metra v každém z tunelů A a B.

VÝSLEDKY MĚŘENÍ VIBRACÍ BUDOV

V tab. 1 je uveden soubor vzorových měření ve formě maximálních hodnot amplitud zrychlení vibrací v úrovni základů přízemí dvou budov, označených jako N 186 a N 52. První z nich je administrativní budova se suterénem a 4 nadzemními podlažími. Jedná se o železobetonovou rámovou konstrukci s železobetonovými střešními deskami. Druhý objekt je školní budova se suterénem a dvěma nadzemními podlažími. Má ocelovou konstrukci kombinovanou s železobetonem, střecha je z železobetonových prefabrikovaných desek. Minimální vzdálenost administrativní budovy od osy nejbližší tunelové trouby metra je 6 m, vzdálenost školy je 18,5 m.

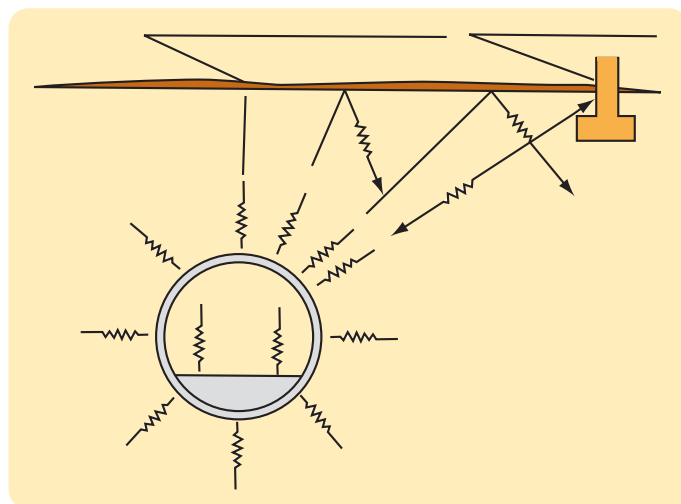
V každém případě byly zdrojem vibrací jízdy dvou vlaků metra, z nichž jeden nebyl naložený (tři prázdné vozy) a druhý byl naložen asi 36 tunami olova (12 tun v každém voze), což odpovídá asi 60 % maximálního zatížení cestujícími (vůz je navržen přibližně na 250 osob). Experimentální jízdy se prováděly při různých rychlostech, jmenovitě při měřeních na budově N 52 při rychlostech 40, 60 a 80 km/h, a rychlostech 20, 40 a 60 km/h při měřeních na budově N 186. Vlaky jezdily tunelovými troubami bližšími k budovám. Jízdy se konaly na nově vybudovaném úseku metra před jeho uvedením do běžného provozu, což umožnilo vyloučení vlivu stavu trati (deformací kolejí) na úroveň kmitání prověřovaných budov.

V úrovni základů přízemí se měřily tři složky zrychlení kmitání. Byly to horizontální složky X a Y a vertikální složka Z. Směry horizontálních složek X a Y odpovídaly osám budov s tím, že horizontální radiální složka X měla směr kolmý k ose tunelu a příčná složka Y byla s touto osou rovnoběžná. Vertikální složka, označená jako Z_s , se měřila uprostřed základů přízemí.

Budova Building	Stav zatížení vlaku / Train Load Condition	Rychlost Speed [km/h]	Maximální hodnoty složek kmitání a_{max} [cm.s ⁻²] Maximum values a_{max} – vibrations component a_{max} [cm.s ⁻²]			
N 186	Naložený / Loaded	20	0,36	0,24	0,42	2,20
		40	0,62	0,48	0,46	2,56
		60	0,78	0,50	0,52	2,84
	Nenaložený / Non-loaded	20	0,50	0,48	0,56	1,72
		40	0,46	0,46	0,52	2,00
		60	0,50	0,46	0,56	2,52
N 52	Naložený / Loaded	40	0,64	0,80	1,12	5,00
		60	0,88	0,80	1,16	4,00
		80	0,80	0,84	1,12	3,60
	Nenaložený / Non-loaded	40	0,72	1,04	1,64	5,90
		60	1,00	0,88	1,52	6,40
		80	0,80	0,76	1,36	3,60

Tab. 1 Soubor maximálních amplitud nejvyšších hodnot zrychlení kmitání a_{max} [cm.s⁻²], zaznamenaných v metru při jízdách dvou vlaků – naloženého a nenaloženého

Table 1 Set of maximum amplitudes of peak values of vibrations acceleration a_{max} [cm.s⁻²] registered in subway during runs of two trains: loaded and non-loaded ones



Obr. 4 Schéma šíření vln pocházejících z mělkého podzemního zdroje
Fig. 4 Diagram of waves propagation coming from a shallow underground source

E – distance and situation of the object receiving vibrations as against the vibrations source

F – kind and condition of the object receiving vibrations:

- kind of a building, its structure and geometry,
- way of foundation,
- condition of the building's preservation,
- loading and other additional impacts,
- dynamic traits of the structure (frequency of own vibrations, attenuation).

G- with regard to subway, additional facts should be added:

- caving of the subway's tunnel,
- kind of the tunnel's lining via which vibrations will propagate outside.

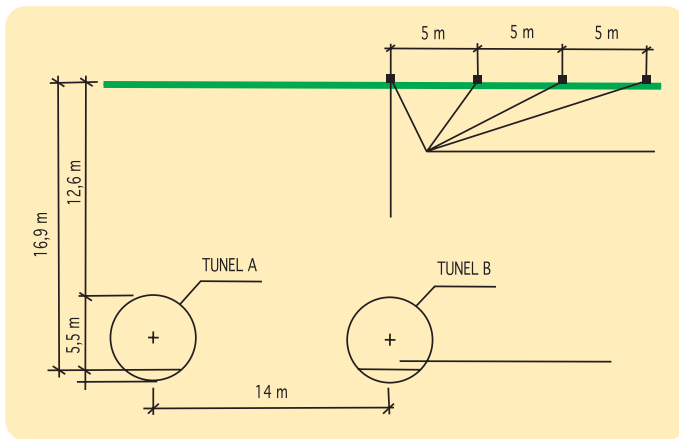
VIBRATION SOURCES

In case of investigations presented below runs of trains in subway's tunnels were the source of vibrations during routine exploitation of the subway. Maximum exploitation speed of trains in subway, where there are no special speed limits, is 80km/h.

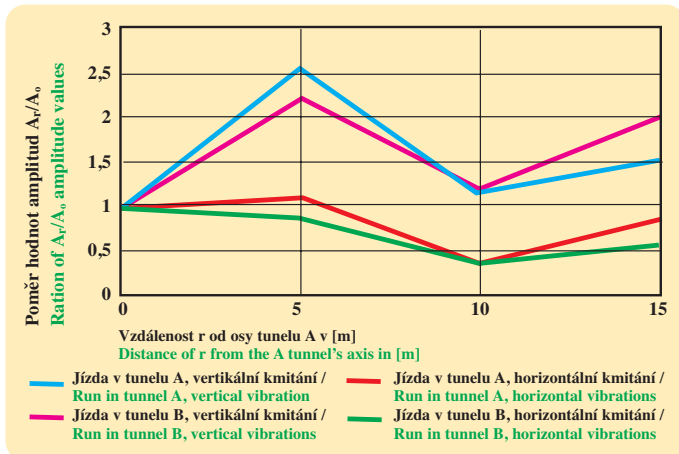
Each of the subway's trains consisted of three cars of Russian make, i.e. two main (power) cars) model 8 I-572 at each end of the train and intermediate car model 8 I-573 in the middle. Dead-weight of the two types of cars was respectively about 34 t (power car) and 33 t (intermediate car). The route tunnels along the sections under investigation were driven by ring method tunnel drivage. The route section consist of two parallel running (distance between axis in horizontal projection running between 11 to 15 meters) independently from one another with the external diameter of 5,50 m each. Similarly like in Prague also in Warsaw subway the non-sleeper method was used on track (fig. 3) with the usage of vibro-insulation sole-plate at joint sites fastening the rail.

PROPAGATION OF VIBRATIONS IN THE GROUND

The phenomenon of propagation of vibrations in the ground induced by runs of trains in subway's tunnels is of a different character that in case of surface vibration sources. Quake waves are reaching from the tunnel driven in the ground onto the surface of the ground at various angles (fig. 4). Depending on the glancing angle they are completely or partially reflected from the ground's surface or refracted at that surface. The refracted wave propagates along the ground's surface as a surface wave and undergoes an interference with components of spatial waves reaching directly to that surface, as it is presented in fig. 4. In reality the interference regards a greater number of waves since both crosswise and longitudinal waves undergo reflection and refraction. In the result of the mentioned interference of waves at different distance from the tunnel local maximum and minimum values in vibration amplitudes occur.



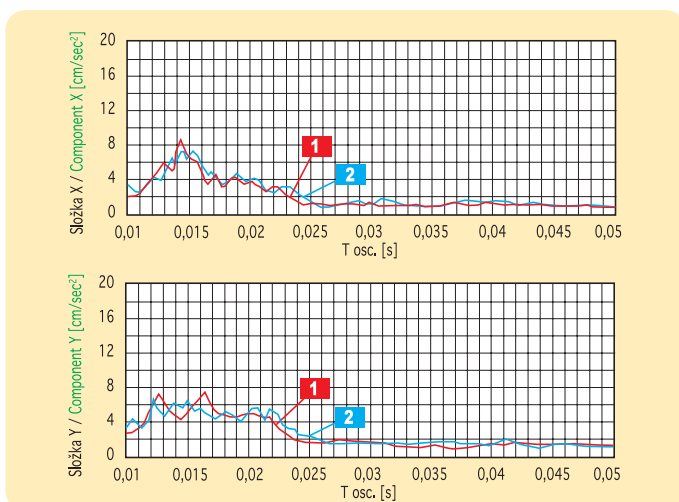
Obr. 5 Místo měřicích bodů ve vztahu k tunelům
Fig. 5 Location of measuring points as against tunnels



Obr. 6 Poměr hodnot amplitud zrychlení kmitání povrchu země A_r/A_0
Fig. 6 Ratio of amplitude values of the ground's surface vibrations acceleration A_r/A_0

Stojí za povšimnutí, že prázdný vlak (nenaložený) může vyvolat srovnatelnou nebo i vyšší úroveň kmitání než vlak naložený. Toto zjištění je doloženo i spektrem vyvolaných kmitání, zobrazeným na obr. 7.

Zajímavé je i to, že maximální amplitudy kmitání byly pravidelně menší ve vyšších podlažích než kmitání v nižších částech budovy. Například u budovy N 186 vyvolaly jízdy naloženého vlaku rychlostí 60 km/h maximální amplitudy horizontálního kmitání v hodnotě $0,56 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ u složky X a $0,36 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$ u složky Y.



Obr. 7 Zrychlení spektra reakce na kmitání měřené na budově N 52 vyvolané jízdami vlaku metra rychlostí 60 km/h (útlum $D = 2\%$): 1 - zatížený vlak, 2 - nezatížený vlak

Fig. 7 Acceleration spectra of response to vibrations measured in building N52 and induced by runs of the subway's train with the speed of 60 km/h (attenuation $D = 2\%$): 1 - loaded trains, 2 - non-loaded train

Such course of the phenomenon is confirmed by the results of experimental investigations. Below the results are presented of such investigations carried out in Prague (fig. 5). At four points on the ground's surface horizontal, radial component (component X) was measured and vertical component (component Z) of acceleration of the ground's surface vibrations, registering several runs of subway's vehicles in each of the two tunnels. Fig. 6 comprises the results of measurements in the form of the ratio of maximum amplitudes of acceleration at r distance (amplitude A_r) as against amplitude A_0 above the axis of tunnel B ($r = 0$). The results regard vertical and horizontal vibrations registered during runs of the subway's trains in each of the tunnels A and B.

RESULTS OF MEASUREMENT OF BUILDINGS VIBRATIONS

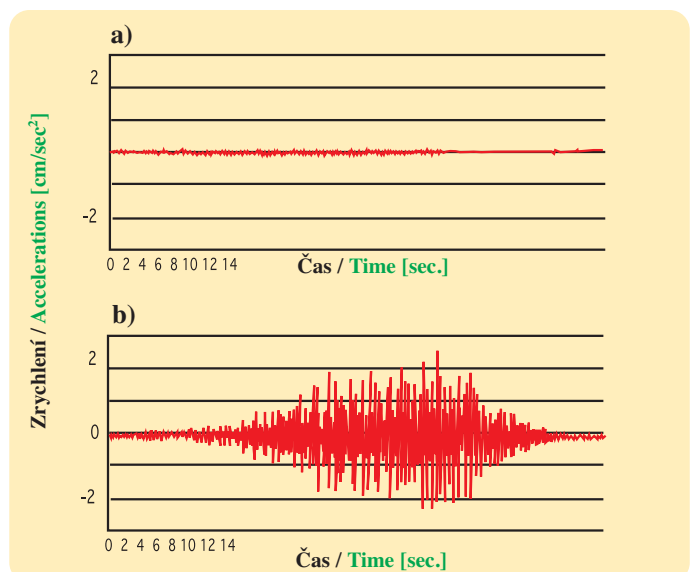
Below in table 1 a set of exemplary results of measurements is presented in the form of maximum values of amplitudes of vibrations acceleration at the foundation level of the ground floor of two buildings denoted as: N 186 and N52. The first of them is an office building with a basement and 4 floors. It is a frame, reinforced concrete construction with reinforced concrete roof plates. The second object is a school building without a basement and with two floors. It possesses a mixed steel reinforced concrete construction with reinforced concrete roof of pre-fabricated plates. Minimum distance of the two buildings from the axis of the nearest tunnel of the subway is respectively 6,0 and 18,5 m.

In each case runs of two subway's trains were the source of vibrations out of which one was not loaded (three empty cars) and the second was loaded with about 36 tons of lead (12 tons in each car) what responds to about 60 % of maximum load with passengers (a car is calculated for about 250 persons). The experimental runs were conducted at various speeds, i.e. 40, 60 and 80 km/h during measurements done at N52 building and 20, 40 and 60 km/h during measurements at N186 building; the trains were running along the tunnels closer to the buildings. The runs were along a newly constructed section of the subway, prior its routine exploitation commencing, what allowed to exclude the influence of the track's condition (deformation of rail tracks) upon the level of vibration of the buildings under consideration.

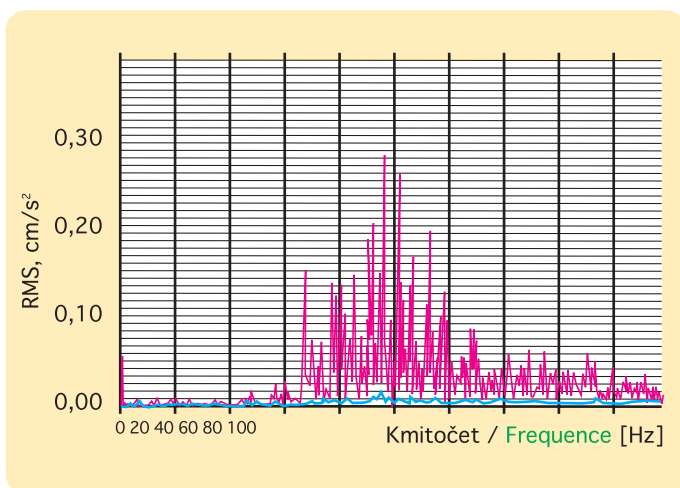
Three components of vibration acceleration of each of the buildings were measured at the level of foundation of the ground floor. Those were horizontal components: X and Y and a vertical component Z. Horizontal components X and Y had directions conformant to the axis of the buildings, whereas the horizontal, radial component X had a direction perpendicular to the axis and transverse component Y was parallel to that axis, besides vertical vibrations were measured in the middle of the ground floor's foundation and denoted as Z_s (Table 1)

It is worth noticing that an empty train (non-loaded) can induce comparable or even higher level of vibrations than a loaded train. This fact is also illustrated by acceleration spectra of responses presented in fig. 7.

It is also interesting that at higher floors maximum amplitudes of vibrations were as a rule smaller than in lower part of the building. For instance for the N186 building the runs of the loaded train at the speed of 60 km/h



Obr. 8 Časový průběh zrychlení ve směru X: a) pro vlaky A; b) pro vlak B
Fig. 8 Time traces of the accelerations in direction X: a) for trains A; b) for train B



Obr. 9 Rozdělení směrodatných hodnot (RMS) zrychlení X pro vlak A (červená čára) a vlak B (modrá čára)
 Fig. 9 Distribution of values RMS of acceleration in direction X for train A (red line) and train B (blue line)

Jednalo se o reakci budovy měřenou v úrovni střechy nad nejvyšším podlažím. Tam budova reaguje jinak než v případě povrchového zdroje vibrací vyvolaných dopravou.

Mělo by se zdůraznit, že v praxi mají hlavní vliv na úroveň vyvolaného kmitání deformace kol vozidel soupravy (vyskytují se obzvláště po dlouhé době užívání jízdního systému vozů) a deformace povrchu [10]. V budově N 186 se provádělo měření kmitání vyvolaného jízdami dvou vlaků stejného typu, které se prakticky lišily pouze stavem (tvarem) kol. U obou vlaků se měřil rozdíl mezi nejmenším a největším poloměrem každého z kol. Maximální hodnoty byly následující:

- U vlaku A (po odsunutí kol) – 0,09 mm
- U vlaku B – 1,2 mm

Obr. 8 ukazuje časový průběh zrychlení horizontálního radiálního kmitání (směr X) u budovy N 186 měřeného v úrovni terénu při jízdách dvou vlaků.

Obr. 9 ukazuje spektrum těchto kmitání ve formě RMS (směrodatných hodnot).

Spektrum odpovídající jízdě vlaku A je znázorněno tlustou čarou, tenčí čára odpovídá jízdě vlaku B.

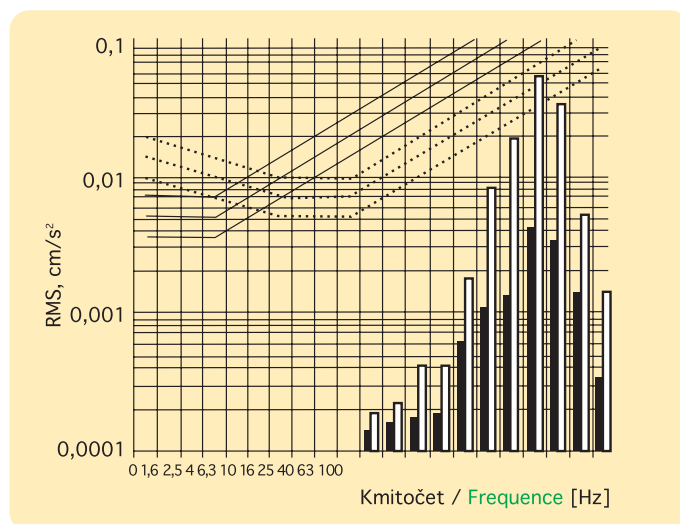
Diagnostika vlivu kmitání na konstrukce budov se v Polsku provádí podle normy PN-85/B-02170 [34]. Norma obsahuje mimo jiné i stupnici dynamických vlivů (SWD-1 a SWD-2), umožňující provádění přibližného hodnocení těchto vlivů.

VÝSLEDKY ANALÝZY Vlivu VIBRACÍ NA ČLOVĚKA

Většina stížností obyvatel budov nacházejících se v blízkosti tunelů metra se netýká vlivu vibrací na konstrukce budov, ale rušení pohody účinky vibrací na lidi. Je to proto, že práh citlivosti lidí na vibrace je mnohem nižší než práh škodlivosti vibrací pro budovu.

Diagnostika vlivu vibrací na člověka se v Polsku provádí podle normy PN-88/B-02171 [35], která je kompatibilní s normami ISO. Norma předpokládá možnost provádět analýzu formou výpočtu směrodatných hodnot (RMS) zrychlení v terciárních spektrech a porovnávání výsledků s normovými hodnotami přípustnými pro dané střední frekvence u těchto spekter. Obr. 10 obsahuje srovnání výsledku analýzy vertikálního kmitání střechy na lidi v budově N 186 při jízdách výše uvedených vlaků, tj. vlaku A (černý sloupec) a vlaku B (bílý sloupec). Křivky vlivu vertikálního kmitání na člověka jsou vyznačeny přerušovanou čarou a horizontální kmitání plnou čarou. Křivky v pořadí od nejnižší do nejvyšší znamenají: srov. [35]:

- práh citlivosti člověka na vibrace
- práh pohody v noční době (od 22.00 do 6.00 hod.)
- práh pohody v denní době (od 6.00 do 22.00 hod.)



Obr. 10 Srovnání vlivu na lidi v případě vertikálního kmitání střechy budovy N 186, vyvolaného jízdou vlaku A (černý sloupec) a vlaku B (bílý sloupec)

Fig. 10 Comparison of the influence on people of vertical vibrations of the ceiling in building N186 induced by runs of train A (black column) and train B (white column)

induced maximum horizontal vibrations amplitudes of the value of 0,56 cm/s² for the component X and 0,36 cm/s² in case of component Y.

It was the reaction of the building measured at the level of the roof over the highest floor. The building reacts then differently than it is in the case of surface source of transportation vibrations.

One should stress that in practice deformation of wheel of the train's cars have essential influence on the level of induced vibrations (they occur especially after longer exploitation of the running system of cars) and deformations of the surface [10]. In building N 186 a measurement of vibrations was done induced by runs of two trains of the same type, practically being different only with regard to their condition (shape) of wheels. In both cars the difference was measured between the smallest and largest radius of each of the wheel. Maximum values were as follows:

- In train A (after shunting of wheels) – 0,09 mm
- In train B – 1,2 mm.

Fig. 8. presents the time course of horizontal, radial vibrations acceleration (direction X) of the building N186 measured at the level the terrain during runs of the two trains.

Fig. 9 presents the spectrum of those vibrations in the form of RMS (root mean square).

The spectrum corresponding to run of the train A is drawn with a thick line and a thinner line corresponds to run of the train B.

The diagnostics of the vibrations influence upon the construction of buildings is carried out in Poland on the basis of standard PN-85/B-02170 [34]. It comprises, among others, the scale of dynamic impacts (SWD-I and SWD-II) allowing execution of an approximate assessment of those impacts.

THE RESULTS OF ANALYSIS OF VIBRATIONS IMPACT ON PEOPLE

Most of the complaints of the inhabitants of buildings being in the neighbourhood of the subway's tunnels are not related with influence of vibrations on the structure of the building but disturbances in comfort with regard to impact of vibrations upon people. It results from the fact that the threshold of vibration sensitivity by people is much lower than the harmfulness threshold of vibrations for the building.

The diagnostics of vibration impact on people is performed in Poland in conformity with the standard PN-88/B-02171 [35] compatible with ISO standards. It envisages a possibility to perform an analysis in the form of calculation of RMS of acceleration in tertiary spectra and comparing the results with standard values allowable for particular mean frequencies in those spectra. Fig. 10 presents comparison of the analysis result of vertical vibrations of the roofs upon people in building N186 during runs of above mentioned trains: train A (black column) and train B (white column). The curves of vertical vibration impact upon people are denoted with broken line and horizontal vibrations with continuous line. The curves in the sequence from the lowest to the highest denote: comp. [35]:

- threshold of sensation of vibrations by people,
- comfort threshold at night hours (from 22 hrs till 6 a.m.),
- comfort threshold during the daytime (from 6 a.m. till 10 p.m.).

Ve středním rozsahu frekvence 50 Hz vyvolával vlak B kmitání blízké prahu pohody v denní době.

ZÁVĚRY

Výsledky experimentálních výzkumů (měření v terénu) ukazují na kvalitativně odlišný průběh jevu šíření kmitání v hornině vyvolaného jízdami vlaků metra v tunelech a jeho přijímání budovami od kmitání vyvolaného povrchovými dopravními prostředky.

Zkušenosti z varšavské podzemní dráhy dokazují, že kmitání vyvolané provozem mělké podzemní dráhy mohou mít zásadní vliv na životní pohodu obyvatel budov nacházejících se v blízkosti tras podzemní dráhy.

**PROF. ZW. DR. HAB. ING. ROMAN CIESIELSKI,
DR. HAB. ING. KRZYSZTOF STYPUŁA,
POLITECHNIKA KRAKOWSKA, KRAKÓW**

In the medium frequency band of 50 Hz train B induced vibrations close to comfort threshold during the daytime.

CONCLUSIONS

The results of experimental investigations (measurements *in situ*) indicate to a quality different course of propagation phenomenon in the ground and the reception by buildings of vibrations induced by runs of subway's trains in tunnels being different as against vibrations induced by the means of surface transportation.

The experience from Warsaw subway proves that vibrations induced by exploitation of a shallow subway may have an essential impact upon the comfort of life of inhabitants of buildings located in the vicinity of the subway's lines.

**PROF. ZW. DR. HAB. ING. ROMAN CIESIELSKI,
DR. HAB. ING. KRZYSZTOF STYPUŁA,
POLITECHNIKA KRAKOWSKA, KRAKÓW**

LITERATURA / REFERENCES

- Balendra T., Koch C.G., Ho Y.C.:** Dynamic response of building due to trains in underground tunnels. *Earthquake eng. and structural dynamics*, vol. 20, 1991, s. 275-291
- Ciesielski R.:** Effects of paraseismic vibration on buildings. Proc. 2-nd Conference on ground movements and structures. Cardiff 1980
- Ciesielski R.:** Ocena szkodliwości wpływów dynamicznych w budownictwie. Warszawa „Arkady”, 1973
- Ciesielski R., Kawecki J., Maciąg E.:** Ocena wpływu wibracji na budowle i ludzi w budynkach (Diagnostyka dynamiczna). Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1993
- Ciesielski R., Maciąg E.:** Drgania drogowe i ich wpływ na budynki. Warszawa Wydaw. Komunikacji i Łączności 1990
- Ciesielski R., Stypuła K.:** Propagation of surface vibrations from shallow underground sources. Conf. Geotechnics 97, Podbanske – High Tatras – Slovak Republic, 1997, s. 65-67
- Ciesielski R., Stypuła K.:** Some results of dynamic investigations of vibrations caused by the underground (New Metro in Warsaw). Wave Propagation and Reduction of Vibrations, Workshop Wave'94. Ruhr – University, Bochum 1994
- Ciesielski R., Stypuła K.:** Warunki techniczne dla nowej zabudowy w pobliżu linii metra w Warszawie ze względu na wpływ drgań mechanicznych. *Przegląd Budowlany* 1997, nr 6, s. 4-8
- Ciesielski R., Stypuła K.:** Wpływy dynamiczne od komunikacji szynowej na budynki w miastach. *Konf. nauk.-techn. pt.: „Inżynierskie problemy odnowy staromiejskich zespołów zabytkowych”*. Kraków, 1990, s. 79-88
- Ciesielski R., Stypuła K.:** Influence of shape change of carriage wheels in consequence of exploitation wear on the level of building vibration caused by shallow underground train passages – case history. *Structural Dynamics, EUROODYN2002*
- Czernobaj I., Szatkowski A.:** Issledowanije koliebanij tonnielnych obdiełok i powierchnosti grunta pri stacionarnom wozbuźdzenii łotka tonniela. *Mietrostroj* 6/1987, s. 15-17
- Estorff O., Antes H.:** Dynamic response of tunnel structures. *Structural Dynamics*, Editor Kr tzig et al. (eds), Rotterdam Balkema 1990, s. 803-810
- Frołow G., Byczkow N., Prusow W.:** Spiekr wibracji obdiełki tonniela pri prochoźdzenii mietropojzdow. *Mietrostroj* 1987, nr 8, s. 17-18
- Grundmann H., Müller F.H., Müller R., Staller A.:** Errichtung eines Wohn- und Gesch ftshauses im innerst dtischen Bereich mit teilweiser Gr ndung auf einem S-Bahn-Tunnel. *Bauingenieur* Vol. 61 (1986), s. 427-435
- Haus ber der S-Bahn in München. *Baumeister* 1984, nr 6, s. 53-57
- Heckl M.:** Suppressing vibrations from metro trains. *Railway Gazette International*, January 1987, s. 40-42
- Hiller D.M., Hope V.S.:** Groundborne vibration generated by mechanized construction activities. Proc. of the Institution of Civil Engineers, *Geotechnical Engineering*, vol. 131, October 1998, s. 223-232
- Makovička D., Kr I J.:** Dynamické zatížení základových konstrukcí nově budovaných hotelů v Praze působené provozem metra. *Pozemní stavby* 1990, č. 12, s. 493-498
- Makovička D.:** Dynamické účinky pojezdu vlaků metra na obvodovou konstrukci tunelu. *Inženýrské stavby* 1984, č. 10, s. 508-511
- Makovička D.:** Elastic bearing of building structure over the underground tube. *Int. Conf. on Traffic effects on structures and environment*, The High Tatras Czechoslovakia 1987, s. 323-328
- Makovička D.:** Seizmické účinky ražení a provozu metra na okolní konstrukce. *Inženýrské stavby* 1989, č. 5, s. 228-234
- Makovička D.:** Zatížení stavebních konstrukcí seizmickými účinky podpovrchové a povrchové dopravy. *Inženýrské stavby* 1991, č. 9, s. 320-322
- Makovička D.:** Použití dynamických filtrů pro snížení přenosů vibrací základovou půdou do budov. *Pozemní stavby* 1986, č. 12, s. 561-565
- Makovička D.:** Pružné založení budovy nad tubusem metra. *Pozemní stavby* 1983, č. 12, s. 556-559
- Melke J.:** Noise and vibration from underground railway lines: Proposals for prediction procedure. *J. of Sound and Vibration*, 120, 1998, nr 2, s. 391-406
- Narita N.:** Estimation of traffic vibration of roads. Proc. First Symposium on Environmental Vibration. Architectural Institute of Japan, February 1983
- Naruse H.:** Transmission of road vibration. Proc. First Symposium on Environmental Vibration. Architectural Institute of Japan, February 1983
- Oleksiewicz W.:** Konstrukcja nawierzchni w metrze warszawskim. *Drogi Kolejowe* 1990, nr 4-5
- Rücker W.F., Said S.:** Einwirkung von U-Bahnersch tterungen auf Geb ude; Anregung, Ausbreitung und Abschirmung. Ersch tterungsausbreitung und Ersch tterungsreduzierung / WaVe Propagation and Reduction of Vibrations. Bochum Berg-Verlag 1994, s. 59-78
- Ungar E.E., Wittig L.E., Paolillo A.A.:** Propagation of vibrations and noise from New York subway tunnels into nearby buildings. *The Int. Conf. on Noise Control Engineering Inter-Noise'79*. Warszawa 1979, s. 919-922
- Valenta G.:** Environmental protection by permanent way construction of the Vienna Underground (Noise and vibration abatement). 3 Metrokonferenz „U-Bahn und Stadt”. Budapest 1988, s. 739-754
- Weber G.:** Underground traffic highly isolated. *Structural Dynamics*, Editor Krätzig im., Balkema, Rotterdam 1990, s. 1097-1103
- Wietlake K.H.:** Körperschallisolierte Gründung eines Wohnhauses oberhalb einer U-Bahn-Trasse. *Bauingenieur* 60 (1985), s. 235-238
- Polska Norma PN-85/B-02170. Evaluation of the harmfulness of building vibrations due to ground motion (in Polish)
- Polska Norma PN-88/B-02171. Evaluation of vibration influence on people in buildings (in Polish)

VÝSTAVBA VODNEJ ELEKTRÁRNE KÁRAHNJÚKAR NA ISLANDE THE KÁRAHNJÚKAR HYDROPOWER PLANT PROJECT IN ISLAND

JOZEF HRIC

ÚVOD

Vyvolanou investíciou výstavby hliníkárne americkou nadnárodnou spoločnosťou ALCOA INC je aj stavba podzemnej vodnej elektrárne Karahnjúkar na východnej strane ostrova v povodí riek Jökulsá á Dal a Jökulsá í Fljótsdal, dvoch riek vytekajúcich z najväčšieho európskeho ľadovca Vatnajökull. Projekt samotnej elektrárne získalo víťazstvom v medzinárodnej súťaži združenie Fosskraft, ktorého lídrom bola nemecká firma HOCHTIEF, ďalší členovia združenia boli Islandské firmy ISTAK a IPC – Islandic Prime Contractor a dánska spoločnosť E. PIHL & Son. Pre toto združenie naša spoločnosť Váhostav – Tunely a špeciálne zakladania, a. s., zabezpečovala razenie podzemných objektov elektrárne.

CHARAKTERISTIKA A ZÁKLADNÉ ÚDAJE STAVBY

Stavba elektrárne je len časťou hydroenergetického projektu na zabezpečenie elektrickej energie na výrobu hliníka. Väčšia časť projektu, vybudovanie dvoch rezervoárov asi 45 km od samotnej elektrárne a vyrazenie privádzacích tunelov v dĺžke 53 km, je súčasťou dodávky talianskej firmy IMPREGILIO. Voda z prírodného tunela bude ďalej odvádzaná dvoma 420 metrovými šachtami priemeru 3,5 m k 6 francisovým turbínám s menovitým výkonom 690 MW (obr. 1).

Projekt samotnej elektrárne pozostáva zo:

- vstupného tunela do elektrárne
- káblovej chodby – profilu 14,8 m² a dĺžky 960 m
- podzemnej strojovne 119 m x 14 m x 34 m
- podzemnej transformátorovne 103 m x 13,5 m x 16 m
- dvoch zvislých šacht prierezu 12,5 m², dĺžky 2 x 413 m
- privádzacích chodieb k turbínám
- odvádzacích chodieb a odtokového tunela – profilu 68,8 m² a dĺžky 1400 m
- tunela na odvádzanie splodín z elektrárne – profilu 5,5 m² a dĺžky 92 m

GEOLOGICKÉ POMERY

Elektráreň Karahnjúkar je situovaná vo vulkanicky pokojnejšej východnej časti ostrova. Geologické prostredie je, ako na celom ostrove aj v tejto oblasti, tvorené horninami sopečného pôvodu, ktoré sa pravidelne striedajú s usadeninami typu pieskovcov a lávovými sedimentmi (sopečný prach). Úklon týchto vrstiev 10 až 12 % s klesaním v smere od východu na západ a ich silné porušenie spôsobovalo určité problémy pri razení, a to hlavne veľkoprostorových objektov elektrárne.

TECHNOLÓGIA, TECHNICKÉ PROSTRIEDKY, VÝKONY

KÁBLOVÁ CHODBA (obr. 2)

Razenie káblovej chodby na odvod elektrickej energie z podzemnej transformátorovne bolo začaté dňa 28. 11. 2003 a ukončené 15. 4. 2004, priemerný postup bol 8,8 m/deň.



Obr. 1 Pohľad do údolia hydroelektrárne so schematickým rozmiestnením objektov
Fig. 1 View of the hydropower plant valley with schematic positions of structures

INTRODUCTION

Among investment projects induced by the project of aluminium works financed by ALCOA INC, an American multinational company, belongs also the project of a hydropower plant on the eastern side of the island, in catchment areas of the Jökulsá á Dal and Jökulsá í Fljótsdal rivers. The two rivers spring from the largest European glacier Vatnajökull. The contract for the power plant was awarded in an international tender to a joint venture Fosskraft consisting of the lead partner, German HOCHTIEF, and Island companies ISTAK and IPC – Islandic Prime Contractor and a Danish company E. PIHL & Son as members. Our company Váhostav – Tunely a špeciálne zakladania, a. s. was a subcontractor for the excavation of underground structures of the power plant, hired by the joint venture.

CHARACTERISTICS AND BASIC DATA ON THE PROJECT

The construction of the power plant was part of a hydropower scheme designed to supply power for production of aluminium. Major part of the scheme, i.e. the construction of two reservoirs at a distance of about 45km from the power plant, and the construction of a 53km long water supply tunnel, is part of a contract with an Italian company IMPREGILIO. Water from the supply tunnel will be further directed through two 420m deep, 3.5m in diameter shafts to 6 Francis turbines with specific output of 690 MW (see Fig. 1).

The power plant project consists of:

- access tunnel to the power plant
- cable gallery – cross-section 14m², 960m long
- underground turbine hall 119 x 14 x 34m
- underground transformer station hall 103m x 13.5m x 16m
- two vertical shafts 2 x 413m long, cross-section 12.5m²
- headrace tunnels
- tailrace tunnels and discharge tunnel – 1,400m long, cross-section 68.8m²
- power plant generated emissions evacuation tunnel – 92m long, cross-section 5.5m²

GEOLOGICAL CONDITIONS

The Karahnjúkar power plant is situated in the volcanically quieter eastern part of the island. The geological environment in this area is typical of the whole island. It consists of volcanic origin rock, alternating regularly with sediments, either of a sandstone type or of lava sediments (volcanic dust). The layers dip at 10 to 12% towards the west. The heavy fracturing of the layers causes significant problems during excavation operations, primarily during the excavation of the large caverns for the power plant.

WORK PROCEDURES

CABLE GALLERY (see Fig. 2)

The excavation of the cable gallery housing cables conveying power from the underground transformer room started on 28 November 2003 and ended on 15 April 2004; the average advance rate was 8.8m/day.

Mining equipment:

- drill and blast operations using a Tamrock Axera Mini twin-boom drill rig
- muck loading by a Komatsu WA 320 front end loader
- mucking out with Astra BM44 R 12 (Fiat) dumpers – 3 pcs
- excavation support with steel fibre reinforced shotcrete applied by a Putzmeister WKM 133 wet-process machine, and 2 – 3 m long SN 25 anchors (the length as required)

It was necessary because of the small diameter of the gallery to enlarge the excavated profile every 150m to create space for the loading. The rock disintegrated between the loading locations was removed from the face with the Komatsu WA 320 wheeled loader. This operation was extremely difficult for the operator of such the big loader due to the small sizes of the gallery cross section. On the other hand, this operation accelerated



Obr. 2 Zárez portálu káblového tunela
Fig. 2 Open trench at the portal of the cable tunnel

Technológia razenia:

Vrtno-trhacie práce:

– dvojlafetový vrtný voz Tamrock Axera mini;
odtážba:

– nakladanie – čelný nakladač Komatsu WA 320;

odvoz rubaniny:

– muldy Astra BM44 R 12(Fiat) 3 ks;

zaistenie výlomu:

– striekaný betón s ocelovými vláknami – mokrý proces, striekacie zariadenie Putzmeister WKM 133;
– skalné kotvy SN 25 dĺžky 2 – 3 m podľa potreby.

Vzhľadom na malý priemer chodby bolo potrebné každých 150 m vyraziť rozšírený priestor na nakladanie. Úsek od jedného nakladacieho rozšírenia po druhý bol odtážovaný kolesovým nakladačom Komatsu WA 320, čo bolo z dôvodu malého prierezu chodby mimoriadne náročné pre obsluhu tak veľkého nakladača, ale na druhej strane to urýchlilo čas odtážby. Za týchto podmienok raziči dokázali už na začiatku v období od 28. 11. do 20. 12. 2003 za 20 pracovných dní vyraziť 171 m, čo je 8,55 m/deň. Špičkové výkony, niektoré dni až 14 m, dosiahli už po 1. týždni zoznámenia sa s prostredím a strojmi.

Počas celého razenia tejto chodby, aj pri rastúcej vzdialenosti na dopravu, osádka dokázala udržať priemerný denný postup 8,8 m.

ODTOKOVÝ TUNEL (obr. 3)

Začiatok razenia: 3. 1. 2004. Po predchádzajúcom zaistení portálu sme začali raziť tunel prierezu 68,8 m², dĺžky 1400 m so stúpaním 1,44 š. Tento tunel bol pod úrovňou hladiny neďalekej rieky a hoci boli urobené tesniace hrádze okolo portálu, aj tak sa musela počas razenia neustále odčerpávať presakujúca voda.

Technológia razenia:

Vrtno-trhacie práce:

– trojlafetový vrtný voz Tamrock Axera T 011;

odtážba:

– nakladanie, čelný nakladač Volvo L 180 E;

odvoz rubaniny:

– nákladné autá Mercedes Actros DB 3331 6x4 3 ks;

zaistenie výlomu:

– striekaný betón s ocelovými vláknami – mokrý proces striekacie zariadenie Putzmeister WKM 133;
– skalné kotvy SN 25 dĺžky 4 m.

Vrtný voz Axera T 11 umožňoval vrtať celý profil tunela z jedného postavenia na dĺžku záberu až 5 m. Vďaka tomu sa v krátkej dobe po začatí prác začali dosahovať priemerné výkony až 10 m denne. Predpokladaný časový harmonogram razenia sa skrátil z 10 na 8 mesiacov.

PRIVÁDZAČE VODY K TURBÍNAM – ROZVÁDZAČE (obr. 4)

Osádka pracovníkov z kabelovej chodby po ukončení razenia začala raziť práce v privádzačoch vody od zvislých šacht k turbínam. Razený profil týchto chodieb bol premenlivý od 11,4 do 34,7 m².

Technológia razenia:

Vrtno-trhacie práce:

– dvojlafetový vrtný voz Tamrock Axera mini;

odtážba:

– nakladanie, čelný nakladač Komatsu WA 320, čelný nakladač GHH LF – 4.1;

odvoz rubaniny:

– nákladné autá Mercedes Actros DB 3331 6x4 3 ks;

zaistenie výlomu:

the entire process. Under such conditions, we managed to excavate 171m of the gallery within 20 working days, i.e. 8.55m per day, as early as the beginning, from 28 November to 20 December 2003. Peak advance rates, some of them up to 14m per day, were achieved already after the first week when we had got acquainted with the site and equipment.

We managed to keep an average daily advance of 8.8 m for the entire period of this gallery excavation, despite the growing haulage distance.

DISCHARGE TUNNEL (see Fig. 3)

The 1.44% uphill gradient excavation of this 1,400m long, 68.8m² cross-section tunnel started on 3 January 2004, after previous installation of the support of the portal. The tunnel was built under the near river water surface level. We had to continually pump the seeping water in the course of the excavation, in spite of cut-off walls built around the portal.

Mining equipment:

– drill and blast operations using a Tamrock Axera T 011 three-boom drill rig

– muck loading by a Komatsu Volvo L 180 front end loader

– mucking out with Mercedes Actros DB 3331 6x4 dumpers – 3 pcs

– excavation support with steel fibre reinforced shotcrete applied by a Putzmeister WKM 133 dry-process machine, and 4 m long SN 25 anchors

The Axera T 11 drilling set allowed us to reach the whole face from a single set up and to achieve a round length up to 5m. Owing to this fact, we began to achieve average advance rate up to 10m per day in a very short time after the start up of the operations. We managed to reduce the scheduled excavation time from 10 months to 8 months.

HEADRACE TUNNELS – DISTRIBUTORS

After the completion of their work on the cable gallery, the mining crew started to drive the headrace tunnels leading water from the vertical shafts to turbines. The excavated cross section of these tunnels varied from 1.4 to 34.7m².

Mining equipment:

– drill and blast operations using a Tamrock Axera Mini drill rig

– muck loading by a Komatsu W 320 front end loader and GHH LF – 4.1 front end loader

– mucking out with Mercedes Actros DB 3331 6x4 dumpers – 3 pcs

– excavation support with steel fibre reinforced shotcrete applied by a Putzmeister WKM 133 wet-process machine, and 2 - 3m long SN 25 anchors

The Komatsu WA 320 was used for the excavation and muck loading in profiles over 14m². Smaller profiles were excavated using the GHH LF – 4.1 loader, which moved the muck to larger profile sections, where it was loaded by the Komatsu on the Mercedes Actros dumpers.

TAILRACE TUNNELS CARRYING WATER FROM TURBINES TO THE DISCHARGE TUNNEL

While finishing the work on working on the headrace tunnels, the mining crew was continually transferred to the excavation of six tailrace tunnels with their cross sections of 14.5m² and lengths ranging from 49 to



Obr. 3 Pohľad do odtokového tunela z podzemnej elektrárne
Fig. 3 A view inside the discharge tunnel from the underground power plant



Obr. 4 Prístupová chodba k privádzacím do turbín – rozvádzačom
Fig. 4 Access adit to headrace tunnels – distributors

– striekaný betón s oceľovými vláknami – mokrý proces striekacie zariadenie Putzmeister WKM 133;

– skalné kotvy SN 25 dĺžky 2 – 3 m podľa potreby.

Pri razení profilu nad 14 m² sa používali na odtážbu a nakladanie nakladač Komatsu WA 320. Pri menších profiloch sa nakladačom GHH LF – 4.1 vyvážala rubanina do väčších profilov a tam sa nakladala nakladačom Komatsu do nákladných aut Mercedes Actros.

ODVÁDZAČE VODY OD TURBÍN DO ODTOKOVÉHO TUNELA

Osádka z privádzacích chodieb pri postupnom dokončovaní raziacich prác prechádzala kontinuálne do razenia šiestich odvádzacích chodieb od turbín prierezu 14,5 m², dĺžky od 49 do 63 m. Razenie sa rozvinulo tak, aby sme mohli pracovať na viacerých pracoviskách naraz.

Technológia razenia:

Vrtno-trhacie práce:

– dvojlafetový vrtný voz Tamrock Axera mini;

odtážba:

– nakladanie, čelný nakladač Komatsu WA 320, čelný nakladač GHH LF – 4.1; odvoz rubaniny;

– nákladné autá Mercedes Actros DB 3331 6x4 3 ks;

zaistenie výlomu:

– striekaný betón s oceľovými vláknami – mokrý proces striekacie zariadenie Putzmeister WKM 133;

– skalné kotvy SN 25 dĺžky 2 – 4 m podľa potreby.

RAZENIE STROJOVNE A TRANSFORMÁTOROVNE

Dňa 6. 5. 2004 sa začalo s razením kaloty transformátorovne prierezu 85,7 m², v celkovej dĺžke 103 m. Raziť sa začalo od stredu trafostanice na obojstrannú stranu a po vytvorení dostatočného priestoru sa popri transformátorovni začala raziť aj kalota strojovne prierezu 121,4 m² a dĺžke 119 m. Celá kalota šírky 14 m a výšky 9 m sa vrtala z jednej pozície vrtného voza, pričom dĺžka záberov bola 5 m (obr. 5).

Raziace práce na dvoch čelbách v trafostanici a dvoch v strojovni sa zabezpečovali s osádkou 8 pracovníkov na zmenu. Pri plnom výkone v trafostanici a strojovni bolo za týždeň vyvezených až 5000 m³ rubaniny, vystriekaných 240 m³ striekaného betónu a osadených 93 ks 4 m a 87 ks 5 m dlhých SN kotiev.

Po ukončení týchto prác sa začala z úrovne 22,5 m raziť druhá lavica po 14,5 m. Už na začiatku prehlbovania strojovne sa ukázalo, že projektant navrhol nedostatočné primárne ostenie strojovne, ale aj ostatných chodieb v jej tesnej blízkosti. Dochádzalo tak k praskaniu ostenia hlavne v prítokových chodbách, ale aj v samotnej strojovni. Poškodené ostenie muselo byť opravené a spevnené. Opatrenia na zabránenie ďalším škodám boli pre investora nákladné a spôsobili miernu časovú stratu.

Po vyrazení druhej lavice sa kontinuálne pokračovalo v razení tretej lavice po výškovú úroveň 7,5 m.

Počas razenia lavíc sa neustále merali konvergencie stien strojovne, ktoré v oblasti žeriavovej dráhy dosiahli hodnotu 10 cm.

ZÁVER

Razenie objektov podzemnej elektrárne Kárahnjúkar na Islande bolo pre zúčastnených pracovníkov náročné hlavne z dôvodu drsných klimatických pomerov tohto severského ostrova. Napriek ťažkým podmienkam pracovníci dokázali odvieť kvalitnú prácu k spokojnosti investora a ukončiť všetky raziace práce v predstihu a tak si zaslúžiť uznanie odbornej verejnosti.

ING. JOZEF HRIC, hric@vahostav-tsz.sk,

VÁHOSTAV – TUNELY A ŠPECIÁLNE ZAKLADANIA, a. s.



Obr. 5 Podzemná strojovňa s prítokovými a odtokovými chodbami od turbín a spojkami do podzemnej trafostanice

Fig. 5 Underground turbine hall with headrace and tailrace tunnels and connections to the underground transformer hall

63m. We organised the operations in a manner allowing us to work on several work places simultaneously.

Mining equipment:

– drill and blast operations using a Tamrock Axera Mini twin-boom drill rig

– muck loading by a Komatsu W 320 front end loader and GHH LF – 4.1 front end loader

– mucking out with Mercedes Actros DB 3331 6x4 dumpers – 3 pcs

– excavation support with steel fibre reinforced shotcrete applied by a Putzmeister WKM 133 wet-process machine, and 2 - 4m long SN 25 anchors, as required

EXCAVATION OF THE TURBINE HALL AND TRANSFORMER STATION HALL

We started to excavate the transformer station hall having the cross section of 85.7m² and length of 103m on 6 May 2004. The excavation work was carried out from the middle of the transformer station to either side. When a sufficient space had been excavated, we started to excavate, in addition to the transformer station, also the top heading of the turbine hall, with the cross section of 121.4m² and length of 119m. The drilling for the entire top heading profile was performed from a single set up, reaching the round length of 5m (see Fig. 5).

The excavation operations running at two headings in the transformer station and two headings at the turbine hall were carried out by a crew of 8 miners per shift. In full swing of the work on the transformer station and turbine hall, up to 5,000m³ of muck were disposed of, 240m³ of shotcrete were applied and 93 pcs of m long anchors and 87 pcs of 5m long SN anchors were installed per week.

After completion of the above operations we started to excavate the second bench from the level of 22.5m to the level of 14.5. It was obvious from the very beginning of the work on deepening of the turbine hall that the designer designed an inadequate primary support system, not only for the turbine hall, but also for other tunnels in the vicinity. The support breaking occurred mainly in the headrace tunnels, but also in the turbine hall itself. The damaged support had to be repaired and reinforced. The steps taken to prevent other damage were costly for the owner, and they resulted into a short delay.

When the second bench excavation was finished, we passed continually to the excavation of the third bench, up to the level of 7.5m. Convergences of the walls of the turbine hall were measured continually during the excavation. Their values reached 10cm in the area of the crane track.

CONCLUSION

The excavation of the structures of the Kárahnjúkar underground power plant in Island was difficult for our workers, first of all for the reason of harsh climate conditions of this Northern island. In spite of the worsened conditions, we managed to perform work to the owner's satisfaction, and to complete all excavation operations in advance of the schedule, thus to deserve respect and appreciation of the professional public.

ING. JOZEF HRIC, hric@vahostav-tsz.sk,

VÁHOSTAV – TUNELY A ŠPECIÁLNE ZAKLADANIA, a. s.

MĚŘENÍ RYCHLOSTI V TUNELECH – PODSTATNÝ PŘÍSPĚVEK PRO BEZPEČNOST

MEASUREMENT OF SPEED IN TUNNELS – SUBSTANTIAL CONTRIBUTION TO SAFETY

PAVEL PŘIBYL, PETR ZOBANÍK, JURAJ SPALEK

ÚVOD

Nepřiměřená rychlost je podle statistik Policie ČR dlouhodobě hlavní příčinou dopravních nehod zaviněných řidiči motorových vozidel s následkem usmrcení. Jenom v minulém roce zahynulo vlivem nepřiměřené rychlosti 556 osob, což je téměř 50 % všech usmrcených v provozu na pozemních komunikacích.

Zvláště nebezpečné je překračování rychlosti v tunelech, kde to je potenciálněm zdrojem mimořádných událostí a havárií. Předběžná měření prováděná laserovou pistolí v letech 2003 – 2004 ukázala, že ve Strahovském tunelu v západní tunelové trubě jelo vozidlo rychlostí 152 km.h⁻¹. Tunel však není na takovou rychlost navrhován, a proto zde bylo několik vážných nehod.

Pro vynucení snížení rychlosti vozidel lze zvolit několik způsobů jejího měření. Ve spolupráci s policií byl na jižním rozpletu Strahovského tunelu umístěn standardní radar pro měření rychlosti. To s sebou neslo ještě zvýšení rizik, neboť rychle jedoucí vozidla před místem měření překotně brzdila.

Vůbec nejvhodnějším řešením je donutit řidiče, aby celý úsek projížděli povolenou konstantní rychlostí. K tomu je nejvýhodnější měření průměrné rychlosti po celé délce trasy v tunelu. V rámci projektu OPTUN „Optimalizace provozu tunelů pozemních komunikací“ byla navržena a testována metoda pro měření průměrné rychlosti na úseku nazývaná dále „úseková rychlost“ ve shodě s anglickým názvem „Section Control“. Při známé špatné morálce našich řidičů jsou výsledky tak průkazné, že nové tunely kategorie TA, viz lit. [1], budou povinně touto technologií vybavovány a pro ostatní kategorie bude zvažováno o instalaci na základě posouzení rizik.

Projekt OPTUN je výzkumný projekt ministerstva dopravy plánovaný na léta 2004 – 2006. Řeší ho konsorcium Fakulta dopravní ČVUT, Metroprojekt, Metrostav, TSK hl. m. Prahy pod vedením Eltodo EG. Kromě zvyšování bezpečnosti je projekt zaměřen na tvorbu speciální architektury tunelů, která umožní investorovi a projektantovi mnohem lepší orientaci ve složité problematice technologického a bezpečnostního vybavení s následnou skutečnou optimalizací vybavení. Druhý klíčový rámec je zaměřen na optimalizaci ventilace z hlediska provozních nákladů, kde se využívá myšlenka využití modelů dopravního proudu pro optimalizaci řízení. Tato originální myšlenka byla publikována již v roce 1997, lit. [2] a první výsledky ukazují, že bude přínosem pro řízení a optimalizaci provozu ventilace. Třetím rámcem projektu je sledování chování řidičů v tunelu. Již první výsledky ukazují, že se většina řidičů chová v tunelu jinak, což se projevuje v parametrech jízdy. Kvantifikace této změny by mohla být pomocným podkladem pro návrh parametrů tunelů.

PRINCIP MĚŘENÍ ÚSEKOVÉ RYCHLOSTI

Měření úsekové rychlosti (dále MÚR) slouží k měření průměrné rychlosti vozidel, která projedou předem vymezeným měřicím úsekem na vozovce. Podstatou metody je měření doby průjezdu motorového vozidla definovaným měřicím úsekem vozovky, z čehož lze vypočítat průměrnou rychlost vozidla na daném úseku. Detailní popis lze nalézt v lit. [3]. Principiální schéma měření je na obr. 1. Na vozovce je přesně stanoven měřicí úsek mezi dvěma příčnými čarami. Kamerovou jednotkou *KJ* je snímána na začátku úseku část vozidla s registrační značkou. Ta je automaticky rozpoznána ve vyhodnocovacím serveru a je uložena do databáze. Po projetí úsekem je opět rozpoznána registrační značka a obě značky jsou s časovými razítky spárovány. Následně je vypočítána průměrná rychlost

INTRODUCTION

According to statistics of the police department of the Czech Republic, speeding is a constantly leading cause of traffic accidents that involve drivers of motor vehicles and human casualties. Last year solely, 556 persons died because of speeding, which is almost a half of all those that died in road traffic.

Speeding in tunnels is especially dangerous as it potentially gives rise to extraordinary events and accidents. Preliminary measurements of speed using a hand-held laser scanner between 2003 and 2004 showed that one vehicle moved at the speed of 152 km.h⁻¹ through the western tunnel tube of the Strahovský tunnel. However, the tunnel is not designed for such speed, and therefore there have been several serious accidents.

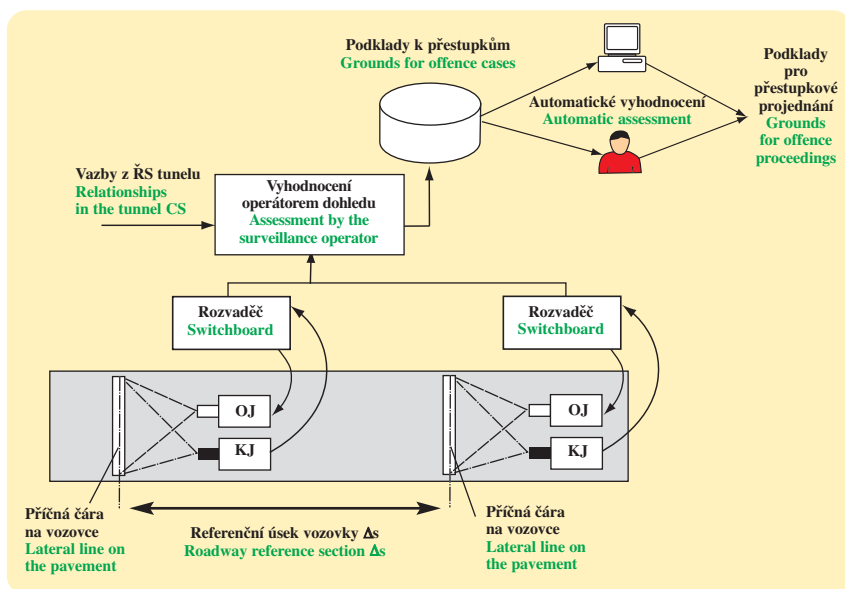
In order to enforce reduction of vehicles' speed, several methods of measurement can be adopted. In cooperation with the police, a standard radar speedmeter was installed at southern bifurcation of the Strahovský tunnel. But that brought a higher level of risk still, as the fast-moving vehicles braked abruptly in front of the measurement spot.

The ideal solution is to force the drivers to pass through the entire section at constant permitted speed. For this it is convenient to measure average speed along the entire tunnel length. Within the framework of the OPTUN project "Optimization of road tunnel operation", a method for measurement of section average speed was designed and tested. It is further referred to as "section speed" in accordance with the English title "Section Control". Considering the infamous poor conduct of our drivers, the results are so striking that new tunnels of the TA category, see lit. [1], will be obligatorily equipped with this technology while equipment of tunnels of other categories will be considered based on risk assessment.

The OPTUN project is a research project of the Ministry of Transport planned for years 2004 – 2006. It is carried out by Faculty of the Traffic Engineering of the Czech Technical University, Metroprojekt, Metrostav, TSK Prague under the leadership of Eltodo EG. Beside enhancing the safety, the project is focused on creation of special tunnel architecture, which will provide the investor and the designer with much better orientation in the complex field of technological and safety equipment with subsequent real optimization of the equipment. The second key aim is the optimization of ventilation from the viewpoint of operating costs, where the idea of traffic flow models for optimization of control are being used. This innovative idea was first published in 1997, lit. [2], and first results suggest that it will be a contribution to control and optimization of ventilation operation. The third aim was to monitor behavior of drivers in the tunnel. As the first results suggest, most drivers alter their behavior in tunnels, which translates into their driving parameters. Quantification of this change could be a useful data for proposal of the tunnel parameters.

PRINCIPLES OF MEASUREMENT OF THE SECTION SPEED

Measurement of the section speed (MSS) is designed to measure the average speed of vehicles that pass through a predetermined road section. The method's principle is the measurement of time the motor vehicle needs to pass through the defined measured road section, from which an average speed of the vehicle throughout the given section can be calculated. For detailed description see lit [3]. For detailed measurement scheme see Fig. 1. Two traversal lines are drawn on the carriageway defining the measurement section. A camera unit at the section beginning scans the vehicle's license plate. It is automatically recognized by the evaluating server and stored in the database. After passing through the section, the license plate is scanned again and both license plate entries are combined along with the time records. Subsequently, the average speed throughout the section is calculated. If the speed limit was not exceeded, the entry is



Obr. 1 Principiální schéma rychloměru (OJ- osvitová jednotka, KJ- kamerová jednotka), lit.

Fig. 1 General speedometer scheme (OJ- illumination unit, KJ- camera unit), lit.

na úseku. Pokud nedošlo k překročení povolené rychlosti, je záznam smazan. Pokud došlo k překročení, je zaslán operátorovi ke kontrole a vyhodnocení. V případě špatných světelných podmínek pomáhá zlepšit čitelnost značky infračervená osvitová jednotka OJ.

Na tomto místě je vhodné poznamenat, že se jedná o neinvazivní měření, které nevyžaduje zásahy do konstrukce vozovky v tunelu.

Na měření úsekové rychlosti jsou kladeny následující požadavky:

1. Ze snímků vozidla pořízených na začátku a konci měřicího úseku jsou automaticky vytvořeny referenční snímky. Systém musí pracovat zcela automaticky. Dálkově se nastavuje zapnutí/vypnutí měření, maximální povolená rychlost a hodnoty rychlosti klasifikované jako přestupek.
2. Vlastní měření průměrné rychlosti je zcela bezobslužné a nesmí být možné jej ovládacími prvky nikterak ovlivnit.
3. Přesnost měření musí být zaručena tím, že délka měřicího úseku je změřena s vyžadovanou přesností a oba snímky jsou opatřeny časovými značkami přesné časové základny.
4. Konstrukce a prostorové umístění jednotlivých zařízení musí být navrženy tak, aby byla vždy změřena minimální průměrná rychlost daného vozidla.
5. Technickými prostředky a počítačovým zpracováním musí být vytvořeny takové podmínky, že nemůže dojít k poškození řidiče tím, že by byla naměřena průměrná rychlost vyšší, než kterou ve skutečnosti jel.
6. Musí být zajištěno, že indikovaná rychlost nemůže být připsána jinému vozidlu.
7. Ve zpracovaném doplňku TP98 se vyžadují následující maximální chyby měření průměrné rychlosti:

... do 100 km.h ⁻¹	± 3 km.h ⁻¹
... nad 100 km.h ⁻¹	± 3 %

POUŽITÁ TECHNOLOGIE

Pro detekci vozidla a pro zjištění jeho rychlosti lze použít řady senzorů. Pokud však chceme měřenou rychlost přiřadit konkrétnímu vozidlu, tak je nutné použít videodetekci¹⁾. Snímací kamera obsahuje speciální obrazový senzor, který pracuje i ve zhoršených světelných podmínkách. Zachycený obraz zpracovává sofistikovaný vyhodnocovací software, jehož výstupem jsou alfanumerické znaky registrační značky, viz obr. 3.

Vlastní postup je založen na digitalizaci analogového videoobrazu spojitého v čase i úrovni. Digitální obraz je ekvivalentem spojitě obrazové funkce $f(i,j)$, kde i a j jsou souřadnice bodu v ploše obrazu. Je získán pomocí vzorkování do matice $M \times N$ bodů

¹⁾ Další možností je vybavit vozidlo palubní jednotkou a komunikovat například dedikovaným spojením krátkého dosahu tak, jak je to běžné u systémů mýtného.

deleted. However, if it was exceeded, the entry is sent to the operator for control and evaluation. In case of poor light conditions, scanning of the license plate is assisted by infra-red illumination unit. This is a good place to point out that it is a non-invasive measurement, one that does not require structural changes of the tunnel carriageway.

The following requirements are placed on the measurement of section speed:

1. Reference images are automatically created from the vehicle images taken at the beginning and end of the measured section. The system must be working fully automatically. Turning on/off the measurement, speed limit setting and speed values classified as misdemeanor are all remotely controlled.
2. The measurement of average speed is completely automatic and manipulation by controlling elements must not be possible.
3. Precision of the measurement is guaranteed by the fact that length of the measured section is measured with required accuracy and both images are assigned time entries according to precise time base.
4. Structure and spatial position of the individual devices has to be designed so that the minimal average speed of the passing vehicle is always measured.

5. Technical means and computer processing have to create such conditions in which a driver cannot be wronged by being measured a higher average speed than the one at which he/she actually traveled.

6. It has to be prevented that the indicated speed be attributed to another vehicle
7. The elaborated appendix of Technical Specifications TP98 stipulates the maximum errors of measurement of section speed:

up to 100 km.h ⁻¹	± 3 km.h ⁻¹
above 100 km.h ⁻¹	± 3 %

APPLIED TECHNOLOGY

Numerous sensors can be used to detect a vehicle and measure its speed. But if we want to attribute the measured speed to a particular vehicle, video-detection has to be used. Scanning camera contains a special image sensor that operates even under poor lighting conditions. The scanned image is processed by sophisticated evaluation software with alpha-numerical symbols of license plates as output, see Fig. 3.

The procedure is based on digitalization of the analogue video-image, continuous in time and level. Digital image is an equivalent of continuous image function $f(i,j)$ where i and j are coordinates of the point in the image area. It is acquired by sampling into a matrix of $M \times N$ points and quantizing into K levels. Very important role is played by the level of resolution of the image, expressed in DPI units : dots per inch.

However, digital image can be distorted due to the method of scanning or poor light conditions. If the character of distortion is known, then it can



Obr. 2 Kamery zařízení pro měření úsekové rychlosti za podjezdem Zlíchov – Radlická

Fig. 2 Cameras of the equipment section speed measurement facility behind underpass Zlíchov-Radlická

a kvantováním do K úrovní. Velmi důležitou roli hraje rozlišovací úroveň obrazu uváděná v jednotkách: počet bodů/palec (DPI-Dots Per Inch).

Digitální obraz však může být zkreslen kvůli způsobu snímání nebo nevhodným světelným podmínkám. Pokud je znám charakter zkreslení, je možné tuto chybu opravit pomocí korekcí, které jsou používány pro předzpracování obrazu (jasové a geometrické transformace, filtrace, ostření apod.).

Finálním krokem při zpracování obrazu je klasifikace (rozpoznání obrazců). Ve většině případů se jedná o zařazení objektů nalezených v obraze do skupiny předem známých tříd, tedy například přiřazení objektů registrační značky alfanumerickým znakům.

Videodetekční technologie má i jistá omezení: mohou se projevit vlivy nedostatečné viditelnosti způsobené deštěm, sněžením a mlhou. Ve všech uvedených případech bude identifikace vozidel možná jen za předpokladu čitelné registrační značky. Také znečištěná značka vozidla může znemožňovat jeho jednoznačnou automatickou identifikaci. V určitých případech je možné následně identifikovat vozidlo a jeho značku na základě dokumentačního snímku. Pro měření i v noci se kamerové systémy doplňují o systémy nočního vidění, které je realizováno pomocí infračervených reflektorů. Kamery „vidí“ i v infračervené části spektra na rozdíl od lidského oka. Díky tomu kamery mohou pracovat i za úplné tmy a přitom nedochází k oslnování řidičů.

Snímací kamery jsou umístěny nad osy jízdních pruhů. Na obr. 2 je zachycen portál s kamerami na úseku Zlíchov – Radlická.

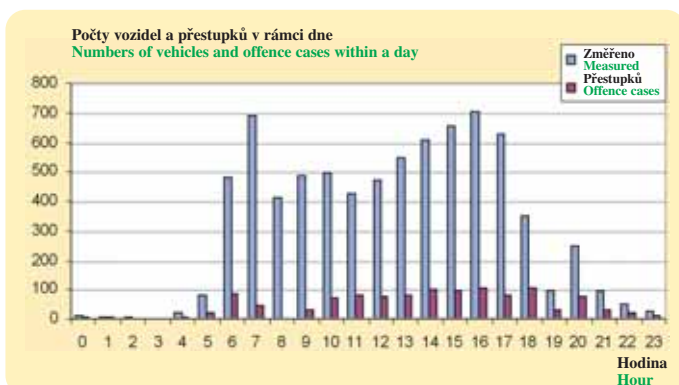
PŘESTUPKOVÉ DOKUMENTY A LEGISLATIVA

Dokladem o přestupku jsou snímky vozidla, pokud z nich je zřejmé, že naměřená rychlost byla vyšší než povolená, doplněné o údaje potřebné k prokázání přestupku. Snímek na vjezdu i na výjezdu měřeného úseku je opatřen časovým razítkem, identifikací a názvem místa, ve kterém byl pořízen. Přestupkové dokumenty se typicky archivují na záznamové médium a musí být dále, při přestupkovém řízení, verifikovány školeným operátorem.

Zařízení pro ÚMR používané při kontrole dodržování pravidel silničního provozu jsou vymezena přílohou k vyhlášce 345/2002 Sb. Ministerstva průmyslu a obchodu ze dne 11. července 2002, položka 2.2.1. O schválení musí být vydán „Certifikát o schválení typu měřidla“ Českým metrologickým institutem pod značkou schválení typu. U všech zařízení musí být pravidelně prováděno ověření metrologických vlastností.

Přestupce je předvoláván podle paragrafu 12 odst. 1 zákona ČNR č. 283/1991 Sb., o Policii, ve znění pozdějších předpisů za účelem podání vysvětlení. Toto předvolání se zahajuje na základě zjištění přestupku proti bezpečnosti a plynulosti silničního provozu podle paragrafu 22 zákona ČNR č. 200/1990 Sb., o přestupcích, ve znění pozdějších předpisů. Odstavec (1), písmeno a) – překročení nejvyšší dovolené rychlosti stanovené zvláštním zákonem nebo dopravní značkou o více než 30 km.h⁻¹ v obci nebo o 50 km.h⁻¹ mimo obec. V případě, že osoba odepře vysvětlení dle paragrafu 12 odst. 3 zákona ČNR č. 283/1991 Sb., o Policii, ve znění pozdějších předpisů, je zjištěný přestupek předán do správního řízení.

Zařízení pro ÚMR musí být vybaveno prostředky pro tvorbu elektronického podpisu zpracovaných údajů. Celý proces automatického



Obr. 4 Počty vozidel a přestupků v rámci jednodenního měření
Fig. 4 Counts of cars and offence events based on one-day measurement



Obr. 3 Validace přestupků na pracovišti operátora dohledu
Fig. 3 Validation of offence events at workplace of the supervising operator

be remedied by corrections that are used for image pre-processing (brightness and geometric transformations, filtering, contrasting etc.).

Classification (pattern recognition) is the final step of image processing. In most cases this means categorisation of objects found in the image into predefined classes, for instance assigning alpha-numerical symbols to license plate objects.

The video-detection technology also has some limitations: there can be impacts of poor visibility due to rain, snow and fog. In all cases, vehicle identification will only be possible assuming readable license plates. Unclean license plate can prevent its unambiguous automatic identification. In some cases, it is possible to identify the vehicle ex-post based on reference image of the license plate. In order to measure at night time as well, the camera systems are supported with night vision that is provided by infra-red reflectors. Unlike the human eye, the cameras “see” even the infra-red color spectrum. Because of that, the cameras can operate even under total darkness while drivers are not blinded.

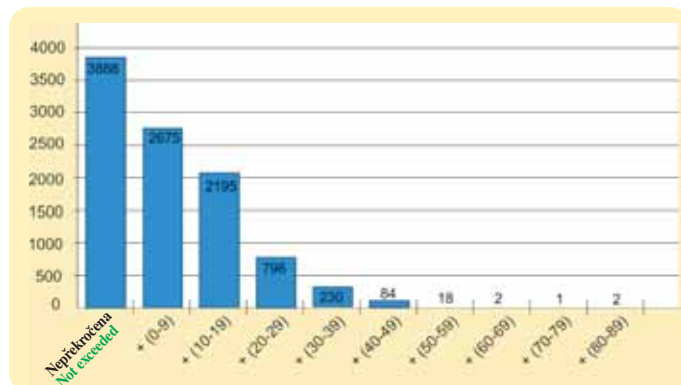
The scanning cameras are placed above axes of the lanes. Fig. 2 depicts portal with cameras at the Zlíchov-Radlická section.

MISDEMEANOR DOCUMENTS AND LEGISLATION

The evidence of misdemeanor is represented by images of the vehicle if they clearly show that measured speed exceeded the speed limit, supplemented with data necessary to prove the misdemeanor. Images at the entrance as well as exit come with a time entry, identification and title of the location where the image was taken. Misdemeanor documents are typically stored on digital mediums and, if subject to misdemeanor proceedings, are further verified by a trained operator.

Equipment for MSS, used when observing the road traffic regulations, is limited according to appendix of notice 345/2002 Sb. of the Ministry of Industry and Trade from July 11, 2002, item 2.2.1. In this approval procedure, the Czech Metrological Institution has to issue a “Certificate of approval for the type of measurement”. Verification of metrological characteristics of all devices has to be carried out regularly.

The offender is summoned according to article 12, paragraph 1 of Police Act CNR no. 283/1991 Sb. in the wording of later regulations to submit explication. This summoning is initiated by misdemeanor charges



Obr. 5 Histogram překročení rychlosti
Fig. 5 Histogram of speeding



Obr. 6 Informační značka kontroly rychlosti
Fig. 6 Speed controlling message sign

vyhodnocování probíhá bez jakékoliv účasti člověka. Zjištěné přestupky se validují operátorem pomocí specializovaného softwaru pro zpracování, vyhodnocení a dokumentaci přestupků. Ukázka typické obrazovky softwaru UnicamPEN pro vyhodnocování měření rychlosti jízdy v úseku je na obr. 3.

Pomocí přečtené RZ je možné automaticky vyhledat v centrálním registru vozidel majitele, resp. provozovatele vozidla a následně jej předvolat k podání vysvětlení. Předvolánku a protokol o projednání přestupku je vhodné vytvářet automatizovaně.

VÝSTUPY MĚŘENÍ NA ÚSEKU ZLÍCHOV – RADLICKÁ

Systém pro úsekové měření je dosud instalován na následujících lokalitách:

1. Úsek vozovky za podjezdem Zlíchov – Radlická (směr sever) – 5 jízdních pruhů
2. Strahovský tunel – 4 jízdní pruhy
3. Tunel Mrázovka – 6 jízdních pruhů

V první etapě zkoušek se zjišťovalo vlastní chování řidičů na úseku vozovky za podjezdem Zlíchov – Radlická, tedy na volné komunikaci, a to ihned po uvedení do provozu, kdy ještě mezi motoristickou veřejností nevstoupilo ve známost, že se měří. Výsledky nebyly překvapivé při známé nedisciplinovanosti našich řidičů.

Průměrné počty přestupků překročení rychlosti o 20 km.h⁻¹ v rámci typického dne jsou na grafu v obr. 4. Z celkového počtu vozidel, která projela daným místem, spáchalo přestupek překročení rychlosti cca 15 %. Toto číslo tedy znamená, že pokud např. projede jistou komunikací 5000 vozidel denně, pak 750 z nich překročí rychlost o 20 km.h⁻¹.

Typické počty přestupků překročení rychlosti o 0, 10, 20...km.h⁻¹ pro jeden jízdní směr jsou uvedeny na obr. 5. Nejvyšší zaznamenaná rychlost byla 165 km.h⁻¹.

VÝSTUPY MĚŘENÍ VE STRAHOVSKÉM TUNELU – PROJEKT OPTUN

Ve Strahovském tunelu je rychlost vozidel měřena ve třech řezech v každé tunelové troubě na začátku, uprostřed a na konci. V intervalu pěti minut je zaznamenávána intenzita dopravy a úseková rychlost. Po odfiltrování chybných údajů je počítána denní průměrná úseková rychlost (za 24 hod). Hodnoty statistických souborů vykazují variační koeficient kolem 10 %, což svědčí o značné sourodosti dat.

V rámci projektu OPTUN byla provedena analýza pro tři různé stavy:

with neglecting safety and traffic conduct according to article 22 of Misdemeanor Act CNR no. 200/1990 Sb., in the wording of later regulations. Paragraph (1), letter a) – exceeding the maximum speed limit as stipulated by special law or traffic sign by more than 30 km.h⁻¹ within municipality or by 50 km.h⁻¹ in open country. In case that a person denies explanation according to article 12, paragraph 3 of Police Act CNR no. 283/1991 Sb. in the wording of later regulations, the misdemeanor is submitted for legal proceedings.

The MSS device has to be equipped with means for digital signature of the processed data. The whole process of automatic evaluation proceeds without participation of a single person. All misdemeanors found are to be validated by operator using specialized software for processing, evaluation and documentation of misdemeanors. For example of typical image of UnicamPEN software for evaluation of measurement of section speed see Fig. 3.

Based on the scanned license plate, it is possible to automatically trace the vehicle proprietor or operator within the central registry of vehicles and subsequently summon him to submit explanation. It is convenient to produce the summons as well as protocol on misdemeanor proceedings automatically.

OUTPUT OF MEASUREMENT AT SECTION ZLÍCHOV-RADLICKÁ

The system for section measurement has so far been installed in the following localities:

1. Carriageway section behind underpass Zlíchov-Radlická (northern direction) – 5 lanes
2. Strahovský tunel – 4 lanes
3. Mrázovka tunnel – 6 lanes

Within the first testing phase we observed the behavior of drivers at carriageway section behind underpass Zlíchov-Radlická, i.e. open road, and thus closely after its putting into operation when it was not yet generally known that speed is being measured. The results were not surprising, considering the infamous poor conduct of our drivers.

For average counts of misdemeanors of speeding by 20 km.h⁻¹ on a typical day see chart in Fig. 4. From all the vehicles that passed this section, app. 15% committed a speeding misdemeanor. This number means that if for instance there are 5000 cars that pass a given road section, then there are 750 that exceed the speed limit by 20 km.h⁻¹.

See the following Fig. 5 for typical counts of misdemeanors of speeding by 0, 10, 20...km.h⁻¹ in one direction. The highest speed recorded was 165 km.h⁻¹.

OUTPUT OF MEASUREMENT IN STRAHOVSKÝ TUNEL – OPTUN PROJECT

Inside the Strahovský tunnel, speed of vehicles is measured in each tunnel tube at three cross sections at the beginning, in the middle, and at the end. Intensity of traffic and section speed is being recorded in 5 minute intervals. After filtering of outliers, daily average section speed (per 24 hours) is calculated. The statistical data files exhibit a variation coefficient of app. 10%, which is a sign of substantial data homogeneity.

Within the frame of the OPTUN project, we carried out analysis of three different phases:

- (1) Device for controlling the speed limit of vehicles was not yet in operation – tested in October 2003
- (2) The device was in operation, but there was no message sign placed in the tunnel warning about the measurement of section speed of vehicles – September 2004
- (3) Message sign was installed at the tunnel entrance, warning the drivers about the measurement of section speed, see Fig. 6 – October 2004

Average daily speeds were calculated separately for the eastern tunnel tube (ETT) and western tunnel tube (WTT) of the Strahovský road tunnel.

As for the phase 1 without the speed controlling device between 29.9.2003 and 12.10.2003, average values of section speed range between 75,4 – 81,91 km.h⁻¹.

For the phase 2 when message sign informing about the measurement was not yet installed, but the public still already learned by various ways about its existence, daily section speed dropped to interval 52,67 – 62,11 km.h⁻¹. It was tested between 27.9.2004 and 10.10.2004.

(1) Zařízení pro kontrolu dodržování maximální povolené rychlosti vozidel nebylo v provozu: testováno v září 2003.

(2) Zařízení bylo v provozu, ale na vjezd do tunelu nebyla umístěna informační značka o měření úsekové rychlosti: září 2004.

(3) Před vjezdem do tunelu byla nainstalována značka upozorňující řidiče na měření rychlosti vozidel: říjen 2004 (obr. 6).

Průměrné denní rychlosti byly spočítány zvlášť pro východní tunelovou troubu (VTT) a západní tunelovou troubu (ZTT) Strahovského automobilového tunelu.

V případě (1) bez kontroly rychlosti jsou od 29. 9. 2003 do 12. 10. 2003 průměrné hodnoty úsekové rychlosti mezi 75,4 – 81,91 km.h⁻¹.

Pokud ještě nebyla umístěna značka informující o měření, sub (2), ale cestující veřejnost se tuto skutečnost různými způsoby dozvěděla, klesla denní úseková rychlost na interval mezi 52,67 – 62,11 km.h⁻¹. Testováno ve dnech 27. 9. 2004 až 10. 10. 2004.

Po instalaci informační značky se rychlost již příliš nezměnila, neboť ve dnech 25. 10. 2004 a 7. 11. 2004 ležela mezi 52,54 – 60,51 km.h⁻¹.

Z analyzovaných výsledků a z grafů na obr. 7 je patrné, že rozptyl denních průměrných rychlostí je velmi malý, mezi 0,5 – 1,2 km.h⁻¹. V roce 2003 byla průměrná rychlost vozidel v SAT přibližně 76,68 km.h⁻¹ v ZTT a 77,10 km.h⁻¹ v VTT. V období, kdy řidiči nebyli upozorněni na měření rychlosti dopravní značkou, byla průměrná rychlost v ZTT 53,27 km.h⁻¹ a v VTT 61,23 km.h⁻¹. V období, kdy byla značka nainstalována, činila rychlost v ZTT 53,55 km.h⁻¹ a VTT 60,33 km.h⁻¹. Rychlosti v ZTT jsou o něco nižší z toho důvodu, že v ZTT je kladné stoupání.

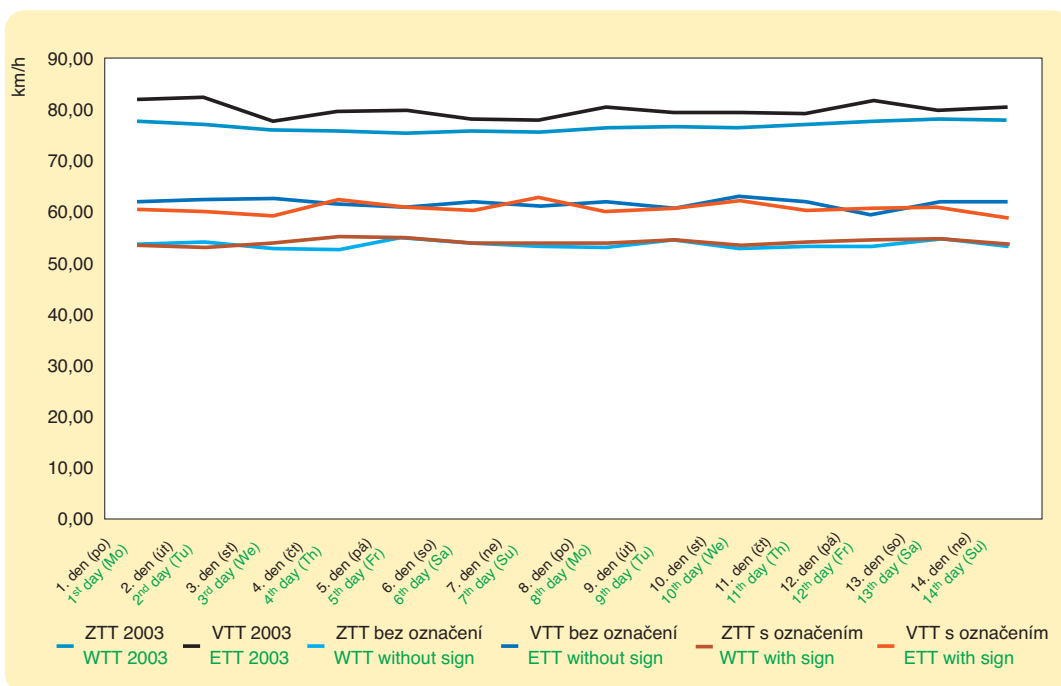
ZÁVĚR

V rámci projektu OPTUN bylo prakticky ověřeno, že průměrná denní rychlost v tunelu se po nainstalování zařízení pro měření úsekové rychlosti snížila zhruba o 23 km.h⁻¹ ve východní tunelové troubě a o 16 km.h⁻¹ v západní tunelové troubě. Je nutno poznamenat, že se jedná o denní průměry úsekové rychlosti, takže se samozřejmě mohou vyskytnout vozidla s podstatně vyšší rychlostí.

Rozdíl mezi obdobími, kdy řidiči nebyli a byli upozorňováni na kontrolu rychlosti dopravní značkou, nebyl tímto experimentem prakticky zjištěn.

Závěrem lze říci že se prakticky prokázal významný vliv zařízení pro měření úsekové rychlosti na snížení průměrné rychlosti vozidel v tunelu, a tím i na zvýšení bezpečnosti. To je také důvod, že společnost ELTODO EG zpracovala dodatek k TP98, který předepisuje povinnou instalaci pro tunely kategorie TA, lit. [4].

PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribylp@eltodo.cz,
ING. PETR ZOBANÍK, zobanikp@eltodo.cz, ELTODO EG, a. s.,
DOC. ING. JURAJ SPALEK, Ph.D., ŽILINSKÁ UNIVERZITA –
ELEKTROTECHNICKÁ FAKULTA, ŽILINA



Obr. 7 Změny rychlosti úsekové rychlosti dle projektu OPTUN
Fig. 7 Changes in section speeds according to the OPTUN project

Following installation of the message sign speed did not change very much, as between 25.10.2004 and 7.11.2004 ranged 52,54 – 60,51 km.h⁻¹.

From the analyzed results and charts in Fig. 7 it is obvious that variance of daily average speeds is very low, between 0,5 – 1,2 km.h⁻¹. In 2003, average vehicle speed reached app. 76,68 km.h⁻¹ in the WTT and 77,10 km.h⁻¹ in the ETT. When the drivers were not warned by the message sign about speed measurement, average speed reached 53,27 km.h⁻¹ in the WTT and 61,23 km.h⁻¹ in the ETT. Once the message sign was installed, speed reached 53,55 km.h⁻¹ in the WTT and 60,33 km.h⁻¹ in the ETT. Speeds in the WTT are bit lower, since the WTT gradient is positive.

CONCLUSION

By means of the OPTUN project it was proved in practice that average daily speed in the tunnel drops approximately by 23 km.h⁻¹ in the Eastern tunnel tube and by 16 km.h⁻¹ in the Western tunnel tube after the installation of equipment for measurement of section speed. It is necessary to point out that these are daily averages of section speed, so there can definitely be vehicles that travel at much higher speed. There was virtually no difference observed between the phases when drivers were and were not warned about the measurement of section speed by a message sign.

As a conclusion, we practically proved substantial impact of the equipment for measurement of section speed on the reduction of average vehicle speed in the tunnels and therefore on enhancing safety. This is also the reason why the company ELTODO EG elaborated an appendix to TP98, which incorporates obligatory installation in tunnels of the TA category lit. [4].

PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribylp@eltodo.cz,
ING. PETR ZOBANÍK, zobanikp@eltodo.cz, ELTODO EG, a. s.,
DOC. ING. JURAJ SPALEK, Ph.D., ŽILINSKÁ UNIVERZITA –
ELEKTROTECHNICKÁ FAKULTA, ŽILINA

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací; Technické podmínky TP98, Eltodo EG, Praha, ISBN 80-239-0110-9
- [2] Příbyl P., Novák V.: „Multiparameter-optimised ventilation of city tunnel“, Tunnel Control and Communication, International Conference, Amsterdam, The Netherlands, March 1997
- [3] Příbyl P., Zobaník P. a kol.: OPTUN-Výzkumná zpráva, Eltodo EG, Praha, leden 2005
- [4] Zobaník P.: Změna TP98 „Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací“, Změna číslo 001/05/2005 ze dne 3.5.2005, (Měření úsekové rychlosti), Eltodo EG, Praha, (ve schvalovacím řízení)

HLOUBENÍ ŠACHTICE V GIJÓNU (ŠPANĚLSKO)

SHAFT EXCAVATION IN GIJON (SPAIN)

MILAN ČERVENÝ, JAN SEDLÁČEK

ÚVOD

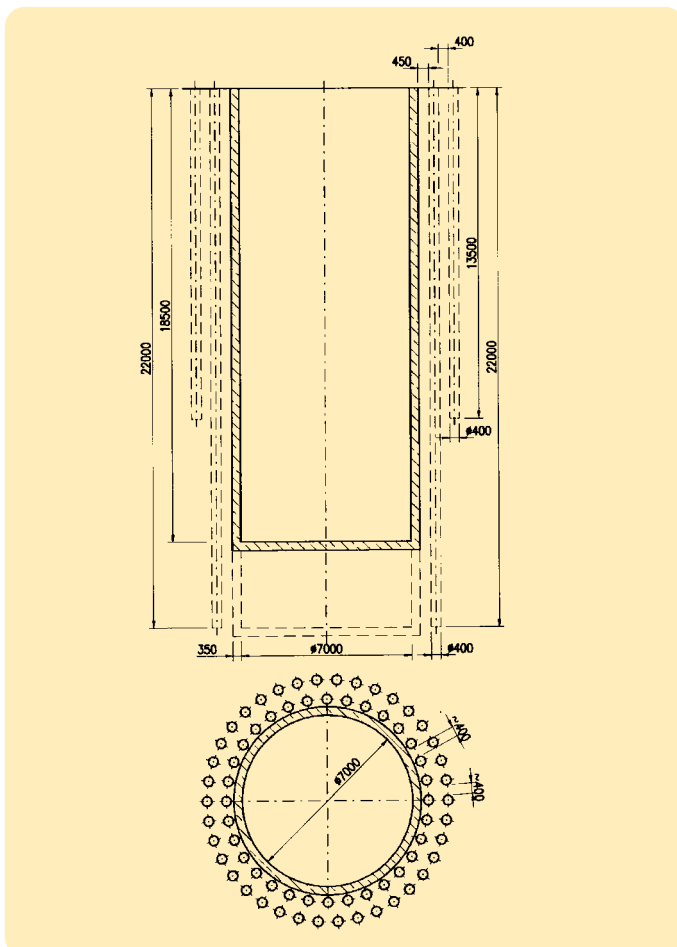
Společnost VOKD vyhloubila od doby svého vzniku v revíru OKD velkou řadu vertikálních děl od světlých průměrů 4 m až do 8,5 m. Celkem vyhloubil podnik VOKD za dobu své činnosti přes 37 km jam, což představuje téměř 2 milióny m³ výlomu.

V minulých letech realizovala naše společnost VOKD, a. s., ve Španělsku několik hloubení pro společnost HUNOSA, a to na dolech v Asturii. V roce 2004 se podařilo naší dceřině společnosti EOSA 2002, S. A. získat zakázku mimo resort hornictví, a to na vyhloubení šachtice a ražbu spojky pro METROTREN ve městě Gijónu.

Záměrem bylo vyhloubit jámu o světlém průměru 7 m a hloubce 22 m. Staveniště bylo situováno na velmi omezeném prostoru na parkovišti těsně před hlavním nádražím města Gijón.

Před vlastním hloubením bylo nutno eliminovat následující skutečnosti:

- situování staveniště v blízkosti moře (Biskajský záliv),
- nízká nadmořská výška asi 3,5 m,
- podloží v místě stavby je složeno z návozů nepevných a propustných materiálů a jílovitých zemín,



Obr. 1 Schéma hloubené šachty
Fig. 1 Scheme of the excavated shaft

INTRODUCTION

Since its foundation in the OKD territory, the VOKD company excavated a large number of vertical structures with net diameters ranging between 4 m and 8,5 m. Altogether throughout its activity, the VOKD company excavated more than 37 km of shafts, which represents in excess of 2 million m³ of rock. In the recent years, our company VOKD, a.s., executed several shaft sinking contracts for the HUNOSA company in Spain, particularly within mines in the Asturia region. In 2004, our subsidiary company EOSA 2002, S.A., succeeded in a tender outside the mining industry, and thus to excavate a shaft and a connection for METROTREN in the city of Gijon.

The goal was to excavate a shaft with net diameter of 7 m and depth of 22 m. The construction site was located on a very limited space in a parking lot near the central train station in the city of Gijon.

Prior to the own excavation, it was necessary to eliminate the following factors :

- construction yard located in the vicinity of sea (the Bay of Biscay)
- low altitude of app. 3,5 m a.s.l.
- underlay at the construction site consists of fills of non-solid and permeable materials and clayey soils
- necessity to secure stability of the historical building of the train station that is very close to the future shaft, as the picture shows.

SECURING THE CONSTRUCTION SITE OF THE FUTURE SHAFT

The aforementioned circumstances have led to the need to stabilize the excavation site, including the area around the future shaft. The Spanish investor commissioned a local specialized firm to carry out grouting works to reinforce the area of the future shaft. Based on determined values of mechanical attributes of the grouted rock, the grouting was carried out by dry single-component cement-clay mixture, designed for reinforcing waterproof grouting. Short characteristics of the mixture:

- is mixed only with water
- contains elements that compensate for volume changes
- has optimal processing consistency
- provides perfect sealing of the permeable layers from water penetration
- brings a high level of penetration into fine pores and hair-thin fractures
- provides fast stabilisation of the grouted layers
- has an increased resistance to groundwater

There were two rings of vertical bores realized, each with 40 cm in diameter and 40 cm away from each other. Grouting pipes of 15 cm in diameter were installed into the bores and through them the pressure grouting was executed. The first inner ring was located app. 35 – 75 cm away from edge of the future shaft while the bores went into depth of 22 m. The second outer ring was located 40 cm away from the first fan and went 13,5 m deep (see Fig. 1). Such grouted bores were supposed to protect the excavation from water penetration into the shaft and

- nutnost zajištění stability vlastní historické budovy vlakového nádraží, která, jak je vidět z fotografie, je velmi blízko budoucí šachtice.

ZAJIŠTĚNÍ MÍSTA BUDOUCÍ ŠACHTICE

Výše uvedené okolnosti vedly k nutnosti stabilizace místa hloubení včetně okolí budoucí jámy. Španělský investor zadal provedení injektážních prací pro zpevnění okolí budoucí šachtice zdejší specializované firmě. Podle stanovených hodnot mechanických vlastností injektovaných hornin byla injektáž provedena suchou jednosložkovou cementofílovou směsí, určenou pro zpevňující vodotěsnou injektáž. Krátká charakteristika směsi:

- rozmíchává se pouze s vodou,
- obsahuje složky kompenzující objemové změny,
- má optimální konzistenci pro zpracování,
- zajišťuje dokonalé utěsnění propustných vrstev vůči průniku vody,
- vyniká vysokou penetrační schopností do jemných pórů i vlasových trhlin,
- zajišťuje náležité rychlé zpevnění proinjektovaných vrstev,
- má zvýšenou odolnost vůči podzemním vodám.

Byly provedeny dva prstence vrtů o průměru 40 cm vzdálených 40 cm od sebe. Do vrtů byly instalovány injektážní trubky o průměru 15 cm, přes které se provedla tlaková injektáž. První vnitřní prstec byl situován ve vzdálenosti asi 35 – 75 cm od kraje budoucí šachtice a vrt byl proveden do hloubky 22 m. Druhý vnější prstec byl umístěn ve vzdálenosti 40 cm od prvního vějíře a byl realizován do hloubky 13,5 m (obr. 1). Takto provedené zainjektované vrtvy měly zabezpečit hloubení před proniknutím vody do jámy a zajistit stabilitu hloubené jámy. Ve vzdálenosti asi 20 m od budoucí šachtice směrem k moři byl proveden vrt se zainjektovanou sondou pro měření hladiny spodní vody. Před zahájením prací naší firmou bylo provedeno zaústění na hloubku 1 m včetně železobetonového límce.

ZAHLUBOVACÍ ZAŘÍZENÍ KUDLANKA

Vlastní hloubení šachtice bylo realizováno pomocí zahlubovacího zařízení KUDLANKA s okovem 2 m³ a s vratem H 1200. Jedná se o patent ing. Petra Brychty, bývalého pracovníka VOKD, a. s., který byl v loňském roce poprvé uplatněn na zahraniční stavbě ve Španělsku. V ČR bylo toto zařízení naposledy použito na zahloubení jámy Nové Pole pro Důl ČSA v Karvině v 90. letech minulého století. Rozpojování hornin tu



Obr. 3 Zahlubovací zařízení Kudlanka s vratem
Fig. 3 Shaft sinking equipment "Kudlanka" with winding machine



Obr. 2 Čtyřramenný separátní výložník pro betonáž
Fig. 2 Four-arm separate boom for concrete placement

thus secure stability of the excavated shaft. A probe for measurement of groundwater level was grouted in a borehole carried out approximately 20 m away from the future shaft towards the sea. Before our company started working, a 1 m deep shaft opening was realized, including a reinforced concrete collar.

SHAFT SINKING EQUIPMENT KUDLANKA

The excavation of the shaft was realized using the shaft sinking equipment KUDLANKA with a skip of 2 m³ and winding machine H 1200. It is a patent of Ing. Petr Brychta, a former VOKD, a. s., employee, which was deployed the first time abroad in Spain last year. In the Czech Republic, this equipment was most recently used for construction of the Nové Pole shaft within the ČSA mine in Karviná in the nineties of the 20th century. Rock breaking was realized here by blasting and KS-3 loaders were used to remove the muck. Due to uniqueness of this type of shaft sinking equipment, we shall explore it further.

KUDLANKA consists of a pillar structure, traveling track and a rope pulley car, as can be observed on a picture (see Fig. 2). The traveling track, which is held in its position by front brace from the shaft and rear braces from the other side, has two lock positions – first for man winding and the second terminal one for the self-tipping skip. The braces are formed by pillars, symmetrically straddling the traveling track in planes perpendicular to its longitudinal axis. Pillars of the rear braces are in their central part horizontally connected by a crossbar in shape of the letter A. Mining equipment is supplemented with a suitable winding machine, in our case it was the type ČKD H 1200 (see Fig. 3).

The structure is anchored to concrete footings at the excavated collar shaft, and can be installed virtually immediately after realization of the first shaft excavation round.

The shaft in Gijon was sunk without the use of blasting, using a universal loader type RETRO (jackhammer, hydraulic loading shovel), which is a different mechanism than the one applied in our country as depicted by Fig. 4.

The advantage of the entire equipment is that due to its dimensions it does not require a lot of space and allows to load the mined rock directly onto lorries. Another advantage of this mining equipment is the possibility of variable position of the winding machine according to specified limited space for the



Obr. 4 Nakladač při hloubení šachty
Fig. 4 Loader during shaft excavation

bylo prováděno pomocí trhačí práce a k nakládání se používaly nakladače KS-3. Vzhledem k jedinečnosti tohoto typu zahlubovacího zařízení u něj chvíli zůstaneme.

KUDLANKA se skládá ze sloupové konstrukce, pojezdové dráhy a lanovnicového vozíku, jak je vidět na fotografii (obr. 2).

Na pojezdové dráze, která je ve své poloze držena od jámy přední vzpěrou a na straně odlehle je podepřena zadními vzpěrami, má dvě aretační polohy – jednu pro jízdu lidí a druhou koncovou pro samovyklápění okovu. Vzpěry jsou tvořeny sloupy souměrně rozkročenými v rovinách kolmých k podélné ose pojezdové dráhy. Zadní vzpěry mají sloupy ve středové části spojeny vodorovně příčnicí do tvaru písmena A. Těžní zařízení je doplněno vhodným vratem, v našem případě to byl typ ČKD H 1200 (obr. 3).

Konstrukce je ukotvena na ohlubni hloubené jámy do betonových patek a může být nasazena prakticky ihned po provedení první zabírky jámy nebo šachtice.

Šachtice v Gijónu byla hloubena bez použití trhačí práce univerzálním nakladačem typu RETRO (sbíjecí kladivo, nakládací hydraulická lopata), tedy s odlišnými mechanismy než tomu bylo u nás, jak je i vidět na obr. 4.

Výhodou celého zařízení je, že svými rozměry nezabírá velký prostor a zároveň umožňuje nakládání vytěžené horniny přímo na nákladní auta. Další výhodou tohoto těžního zařízení je možnost variabilního umístění těžního vratu, podle dispozice vymezeného prostoru pro zařízení staveniště, a to tak, že v prvním případě lze těžní vrat umístit na stejné straně jámy s Kudlankou, a druhou možností je umístění vratu a Kudlanky na opačných stranách jámy. Nejbližší vzdálenost těžního vratu od Kudlanky je dána deviačním úhlem pro náběhovou lanovnicí, a proto zde bylo nutné použít děleného bubnu pro navíjení lana o průměru 14 mm.

Vyztužování jámy bylo realizováno litym betonem přímo z domíchávačů pomocí betonovacího čerpadla se separátními výložníky se 4 rameny za ocelovou šablonu (obr. 2, 5).

Jako vyztužné prvky se zde umísťovaly armovací pruty a přes ně byla natažena armovací síť. Propojení (provázání) jednotlivých dvoumetrových zabírek, na požadavek investora, bylo zajišťováno ocelovými trubkami o průměru 40 mm a dlouhými 60 cm, tudíž s přesahem 30 cm do jednotlivých zabírek.

V průběhu vlastního hloubení šachtice nevznikl žádný problém se stabilitou boků výlomu právě díky injektáži bezprostředního okolí a taky včas prováděným betonážím jednotlivých zabírek. Boky zpevněné injektáží jsou zřejmé i z obr. 6. Rovněž nenastal ani

construction equipment. First, the winding machine can be placed on the same side of the shaft with Kudlanka. Alternatively, these can be placed opposite each other. Lowest distance of the winding machine from Kudlanka is determined by deviation angle of the head sheave, and therefore a segmented barrel had to be used for reeling the 14 mm wide cable.

The shaft was supported by concrete, poured behind the steel formwork directly from truck mixers using a concrete pump with separate booms with 4 arms (Fig. 2, 5).

As reinforcing elements, reinforcement bars were placed here and steel mesh mats stretched over them. As per request of the investor, connection of the separate 2 m rounds was realized using 40 mm diameter and 60 cm long steel pipes, and thus exactly with 30 cm overlapping into the individual rounds.

During the course of the shaft sinking, no problems arose in connection with stability of the shaft sides exactly because of the grouting of immediate vicinity and also because of early casting of the lining of the individual rounds. The sides, reinforced by grouting, can be seen on Fig. 6. Moreover, there were not even problems with water. Groundwater level in the probe ranged around the level of the designed shaft bottom, i.e. 20-22 m.

PROBLEMS WITH WATER

The adequate sealing annulus of grouted boreholes around the shaft prevented any inflow of water into the excavated shaft. As the excavation advanced and neared the end of the 22 m long sealing bores, there was an inflow of water from the bottom at depth of app. 18,5 m, which flooded the shaft to a 1 - 1,5 m high level. The Spanish investor reacted with pumping of the water and subsequent casting of a concrete slab on the shaft bottom. Then, the investor still proceeded with supplementary grouting of the excavation bottom, which was realized once the concrete hardened. Grouting bores for the bottom and its vicinity were about 1,6 m deep and were bored straight from the concrete bottom. The grouting works were commissioned to CarboTech, a Spanish-based firm that has ample experience with the realization of grouting in tunnels, utility tunnels and access shafts.

A similar problem with water penetration into the already excavated and supported area arose in secondary vertical access



Obr. 5 Usazování bednění
Fig. 5 Formwork setting

problém s vodou. Hladina spodní vody v sondě se pohybovala na úrovni projektovaného dna šachtice, tj. na úrovni asi 20 – 22 m.

PROBLÉMY S VODOU

Dostatečný těsnicí prstenec kolem šachtice zabránil jakémukoliv průniku vody do hloubené jámy. S postupujícím hloubením, když se jeho dno přiblížilo ke staničení jejího zajištění, tj. 22 m, došlo v hloubce cca 18,5 m k průvalu vody ze dna hloubení a zatopení dna šachtice na výšku cca 1 až 1,5 m. Španělský investor zahájil čerpání vody s následnou betonáží dna. Po počátečních problémech se podařilo přítok vody do hloubení zastavit zabetonováním dna šachtice. Poté investor rozhodl o dodatečné injektáži dna hloubení, ke které se přistoupilo po zatvrdnutí betonu. Vrtky pro injektáž dna a jeho okolí měly hloubku přibližně 1,6 m a vrtány byly přímo ze zabetonovaného dna.

Injektáží byla pověřena firma CarboTech se sídlem ve Španělsku, mající bohaté zkušenosti s injektáží v tunelech, kolektorech a v přístupových šachticích k nim.

Obdobný problém s pronikáním vody do vylomeného a již zajištěného prostoru nastal v pomocných přístupových vertikálních jamách do kolektoru v městě Avilés, rovněž v Asturii. Zde se však jednalo o průsak vody přes betonové ostění. Pro zadržení pronikání vody se uskutečnila injektáž trhlin v okolí rovněž lepidlem WILKIT E, lepícím okamžitě trhliny v bezprostřední blízkosti dna jámy a bezvadně reagujícím v přítomnosti vody.

Následně byla realizována sonda nad místem budoucí zarážky pro ražbu. Na základě zjištěných skutečností, že ze sondy je velmi značný přítok vody, bylo od ražby upuštěno.

ZÁVĚR

Z praktického hlediska můžeme v tomto publikovaném příspěvku najít hned několik poučných příkladů.

Prvním je poučení z nedocení vlastností zemín či hornin v bezprostřední nebo blízké vzdálenosti vodního zdroje, v našem případě moře. Platí to zejména pro předpolí hloubeného díla, které nebylo preventivně zajištěno. Určitě po vyhodnocení všech příčin průsaku vody do šachtice ze dna díla bude toto jeden z důvodů. Jistý je již nyní fakt, že zajištění hloubení věncem injektážních vrtů jen na hloubku projektovaného díla bylo, ve zdejších podmínkách a s ohledem na blízkost moře, nedostatečné. Budeme přítomni i dalšímu průběhu postupu prací a určitě zaznamenejeme i hodnocení našich španělských přátel.

Další skutečností byl fakt potvrzující chování lepidla WILKIT E v přítomnosti vody. Zpevňující injektáž, i když v našem případě dodatečná, příznivě ovlivnila pevnostní vlastnosti v okolí dna hloubené šachtice.

V neposlední řadě se naší společnosti VOKD, a. s., potvrdily velmi dobré vlastnosti zahluovacího zařízení Kudlanka i v zahraničí. V polovině roku 2005 jsme stejným způsobem, avšak již s druhou Kudlankou, vyhloubili jámu o průměru 6 m a hloubce 33 m pro odvodňovací štolu u města Pontevedra v Galicii. Toto zařízení zde pracovalo s okovem tentokrát o objemu 1 m³ a rovněž s těžním vřatem H 1200. Jeho hlavním posláním na tomto hloubení byla pouze doprava osob, náradí a materiálu na dno hloubení. Těžba horniny byla prováděna do předvrtu o průměru 2100 mm.

Očekáváme získání dalších zahraničních zkušeností a věříme, že se plně osvědčí všechny výhody tohoto, pro mnohé již zapomenutého a pro jiné neznámého, zařízení. Vede nás k tomu skutečnost, že již nyní máme dojednán kontrakt na realizaci dalších čtyř šachtic ve městě Gijón.

ING. MILAN ČERVENÝ, cerveny@vokd.cz,
ING. JAN SEDLÁČEK, sedlacek@vokd.cz, VOKD, a. s.



Obr. 6 Pohled na zpevněný bok jámy
Fig. 6 View of reinforced side of the shaft

shafts to a utility tunnel in the city of Avilés, also in Asturia. However, here we dealt with water leaking through the concrete lining. In order to stop the water leaks we carried out grouting of the fractures using a glue WILKIT E, which instantly patches fractures within immediate vicinity of the shaft bottom and performs well when exposed to water.

Subsequently, a probe was realized above the future shaft sinking site. Based on the learned fact that there was a substantial inflow of water from the probe, the excavation was abandoned.

CONCLUSION

From the practical point of view, we can find several instructive lessons in this published paper.

The first is a lesson of underestimation of the properties of rock or soils within close vicinity of a water source, a sea in our case. That especially concerns the front zone of the excavated structure, which was insufficiently supported. When the all causes of water leaks from the shaft bottom are evaluated, this will surely be among them. Nonetheless, it is already clear that, considering the local conditions and sea vicinity, supporting the excavation by a ring of grouted boreholes only to the depth of the designed structure was insufficient. We will observe the further procedure of works and surely reflect on evaluation of our Spanish friends. Another lesson was the confirmation of properties of the WILKIT E glue when exposed to water. Reinforcing grouting, although adequate in our case, positively influenced strength-related properties around the shaft bottom.

Last but not least, our company VOKD, a. s., confirmed the very good performance of the shaft sinking equipment Kudlanka abroad as well. Currently, we have another shaft sinking set produced and installed for excavation of 6 m wide shaft into a draining gallery near the city of Pontevedra in Galicia. This equipment already operates with a 1m³ skip and the same winding machine H 1200. At this project, its main mission is man winding and lowering of tools and material to the shaft bottom. The shaft is sunk using a pre-bored hole with diameter of 2100 mm, which the muck is disposed in.

We are expecting further foreign experience in this field and believe that all advantages of this equipment will be fully exploited. In this we are supported by the fact that we have already won a contract for 4 more shafts in the city of Gijón.

ING. MILAN ČERVENÝ, cerveny@vokd.cz,
ING. JAN SEDLÁČEK, sedlacek@vokd.cz, VOKD, a. s.

GEOTECHNICKÝ MONITORING PŘI STAVBĚ TUNELU VALÍK U PLZNĚ

GEOTECHNICAL MONITORING AT THE VALÍK TUNNEL CONSTRUCTION NEAR PLZEŇ

RADEK BERNARD

ÚVOD

Ražba tunelu Valík, pod vrchem Val mezi obcemi Černice a Utušice, je součástí stavby 510/1B dálnice D5 Praha – Rozvadov v rámci dálničního obchvatu města Plzně. Investorem stavby je Ředitelství silnic a dálnic ČR Praha (dále ŘSD). Zhotovitelem stavebních prací je Metrostav a. s. Společnost SG-Geotechnika, a. s., zajišťuje pro objednatele kompletní geotechnický monitoring při ražbě zmíněného tunelu. V rámci kanceláře geomonitoringu je SG-Geotechnika, a. s., ve sdružení se společností Inset, s. r. o., která provádí zhruba 8 % projektovaných měření. Budoucí dálniční tunely jsou dlouhé 390 m, resp. 380 m (ražena část 330 m) a jsou tvořeny dvěma samostatnými tunelovými tubusy, širokými necelých 12 m a vysokými 8,2 m (definitivní ostění). Maximální podélný sklon je 4 % s klesáním k západu. Obě tunelové trouby jsou situovány v těsném sousedství vedle sebe bez horninového pilíře. Jsou oddělené středním železobetonovým pilířem vybudovaným s předstihem, což výrazně zmenšilo (zde tolik diskutovaný) rozsah trvalých záborů na povrchu dotčeného území. Tunely jsou raženy podle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM).

ZASTIŽENÁ GEOLOGIE PŘI RAŽBĚ TUNELU

Ražba tunelů probíhá v proterozoických sedimentech, slabě metamorfovaných horninách blovicko-tepelské série. Jedná se o proterozoické břidlice převážně šedohnědé barvy, ve střední části ražeb mírně prokřemenělé, které jsou místy doplněny různě mocnými černošedými grafitickými břidlicemi. Břidlice jsou zvětřalé až silně zvětřalé, na puklinách převážně limonitizované. Tektonické porušení je silné, břidlice jsou rozpukané, místy intenzivně.

V masivu se objevuje několik žilných struktur, které mají mocnost od několika decimetrů až do desítek metrů. Především se zde vyskytuje navětralý až silně zvětřalý šedobéžový porfyrit a různě zvětřalý metabazalt (spilit), převážně šedozeleňé barvy.

Z hydrogeologického hlediska na základě výsledků průzkumu lze konstatovat, že ražba tunelů probíhá převážně v suchém horninovém prostředí. Prozatím byly dokumentovány pouze místy slabé průsaky podzemních vod ve spodní klenbě jednotlivých částí tunelu. Tektonické poruchy ani žilné struktury nejsou zdrojem podzemní vody.

Na základě výsledků podrobného inženýrskogeologického průzkumu a expertizy objednané ŘSD byla na ražbu tunelu stanovena jedna základní technologická třída hornin dle NRTM, a to 5a, která byla rozdělena do jednotlivých podtříd 5aI, 5aII a 5aIII, kde 5aI byla využita v nejpříznivějších geologických podmínkách a 5aIII v těch nejhorších. Na tyto technologické třídy byl navržen i komplexní geotechnický monitoring, který je hlavním náplní tohoto článku.

STRUČNÝ POSTUP A POPIS PRACÍ

Práce v terénu započaly hloubením západního, rozvadovského portálu v listopadu roku 2003. Ještě před ražbami byly v únoru 2004 v horninovém masivu, těsně před portálem, provedeny průkazní zkoušky sanace podloží středního pilíře, které jednoznačně prokázaly nevhodnost projektem původně navržené sanace injektážemi z důvodu hojného zajiřování puklin a tektonických poruch. Proto byla generálním projektantem provedena změna na zajištění podloží středního pilíře pomocí vějířovitě situovaných šestimetrových mikropilot vzdálených 1 m od sebe v podélném směru.

Samotná ražba tunelů byla zahájena ražbou středního tunelu 1. 3. 2004 z již zmíněného rozvadovského portálu. Tato část, která byla vyprojektována především z důvodu betonáže středního pilíře a zároveň je již součástí dílčího dělení ražené severní a jižní tunelové trouby (STT a JTT),

INTRODUCTION

The excavation of the Valík tunnel between the villages of Černice and Utušice is part of the construction lot 510/1B of the D5 highway from Prague to Rozvadov, built in the framework of its route bypassing the city of Plzeň. The owner of the project, the Directorate of Roads and Motorways of the CR Prague (DRM) awarded the construction contract to Metrostav a.s., for which our company, SG-Geotechnika, a.s., provides complete geotechnical monitoring services in the course of the tunnel excavation. The geomonitoring "office" is formed by a group consisting of two firms, us and Inset s.r.o., which carries out about 8% of the designed measurements. The future highway tunnel tubes are 390m and 380m long respectively (mined section 330m). The tunnel tubes are nearly 12m wide and 8.2m high (the final lining). Maximum longitudinal gradient is of 4%, downhill westward. The two tunnel tubes are situated close to each other, without a rock pillar in between. They are separated by a central concrete pillar built in advance. This configuration allowed reduction of the total plan area of permanent works, so much disputed in this location. The tunnels are excavated using the New Austrian Tunnelling Method (NATM).

GEOLOGY ENCOUNTERED DURING THE TUNNEL EXCAVATION

The tunnels are driven through Proterozoic sediments, i.e. slightly metamorphosed rock of the Blovice-Teplice series. The Proterozoic schists are mostly of grey-brown colour, slightly quartziferous in the central part, locally complemented by black-grey graphitic schists. The schists are weathered to heavily weathered, with mostly limonitised joint planes. The faulting is of a high degree; the schists are fissured, locally intensively.

Several vein structures exist in the massif, with the thickness ranging from several decimetres to tens of metres. Slightly weathered to heavily weathered grey-beige porphyrite and mostly grey-green metabasalt (spilitite) with varying degree of weathering prevail.

From the hydrological point of view, it can be stated on the basis of the results of the survey that the excavation of the tunnel tubes is carried out mostly in a dry rock environment. Up to now, only local low intensity groundwater seepage has been documented in the bottom of the individual parts of the tunnel. Neither the faulting nor the vein structures are sources of ground water.

Based on the detailed geological survey and an expert opinion ordered by the DRM, a single basic technological rock class was specified for the tunnel excavation, i.e. the NATM class 5a. This class was sub-divided into individual sub-classes 5aI, 5aII and 5aIII, where the 5aI was applied to the most favourable geological conditions, and the 5aII to the worst conditions. The comprehensive geotechnical monitoring, which is the main topic of this paper, was designed to suit the above-mentioned technological classes.

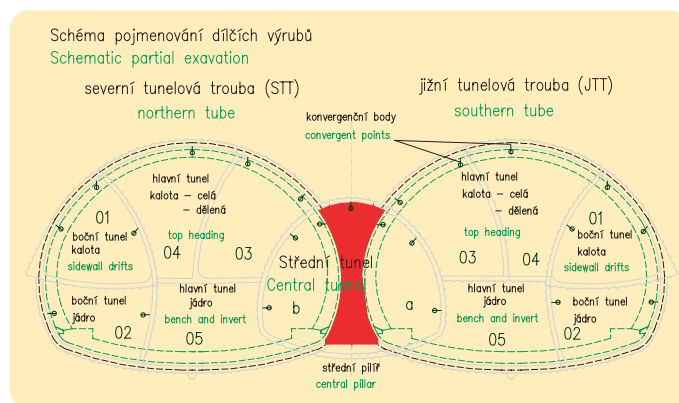
BRIEFLY ON THE WORKS PROGRESS AND PROCEDURE

The works on site started in November 2003 by the excavation for the construction of the west (Rozvadov) portal. Prior to the excavation, in February 2004, pre-construction testing of the results of strengthening of the base of the central pillar was carried out in the rock massif, immediately before the portal. The tests proved explicitly that the originally proposed improvement method by grouting was improper with respect to extensive faulting and filling of fissures with clay. For that reason the general designer changed the central pillar's base strengthening system to fans of 6m-long micropiles installed 1m apart in the longitudinal direction. The tunnel excavation operations started on 1 March 2004 by driving the central tunnel, from the above-mentioned Rozvadov portal. The excavation of this part, which was designed mainly to allow the casting of the central pillar (and is also one of the sequences of the northern and southern tunnel tubes, the NTT and STT), was finished at the end of July 2004, in a one-month advance. The casting of the central pillar started in September 2004, with the aim of allowing the excavation of the main tunnel tubes to start at the beginning of October. The central pillar casing was finished in the last decade of January 2005, thus the requirements of the design for the further tunnel excavation were met.

byla vyražena s měsíčním předstihem na konci července 2004. V září roku 2004 byla zahájena betonáž středního pilíře, tak aby mohla být začátkem října plně realizována ražba hlavních tunelů. Betonáž středního pilíře byla dokončena v poslední dekádě ledna 2005, což splňovalo požadavky projektové dokumentace na další ražbu tunelů.

Z uvedeného obr. 1 je zřejmé, že projektovaný postup ražeb je na popísané stavbě členěn kombinovaným způsobem, přičemž převažuje méně časté a na čas náročnější vertikální členění. Tento způsob byl vyprojektován z důvodu složité geologie, zjištěné při ražbě průzkumné štoly v roce 2002 a z důvodu minimální mocnosti nadloží nad tunely, které se v celé délce stavby pohybuje v rozptětí od 5 do 12 m. Další faktor, který hovořil o bezpečnějších metodě dílčích výrubů, je šířka či výška tunelů, jež činí až 16 m, resp. 12 m (primární ostění). Úvodní část všech dělených výrubů procházela pod 18 m dlouhým mikropilotovým deštníkem vrtným ve dvou řadách z rozvadovského portálu. Obdobně bylo provedeno zajištění konce ražeb před prorážkami na pražský portál (východní). Po průchodu ražby středního tunelu (cca 50 m²) pod zmíněným zajištěním mikropiloty zhotovitel prováděl ražbu na dvě části kaloty s mírným předstihem levé části (ve směru ražeb). Po vyhodnocení všech dostupných měření v úvodní části ražby (v cca 30 tunelových metrech = TM) a dle IG dokumentace rozhodli členové RAMO na návrh kanceláře GTM o ražbě kaloty na plný profil. Toto rozhodnutí se nakonec ukázalo jako velice příznivé, jelikož zbylý úsek středního tunelu byl vyražen tímto způsobem, čímž se docílilo nemalých finančních a časových úspor. Dno neboli spodní klenba stř. tunelu byla uzavírána vždy po 6 až 7 ocelových rámech BTX.

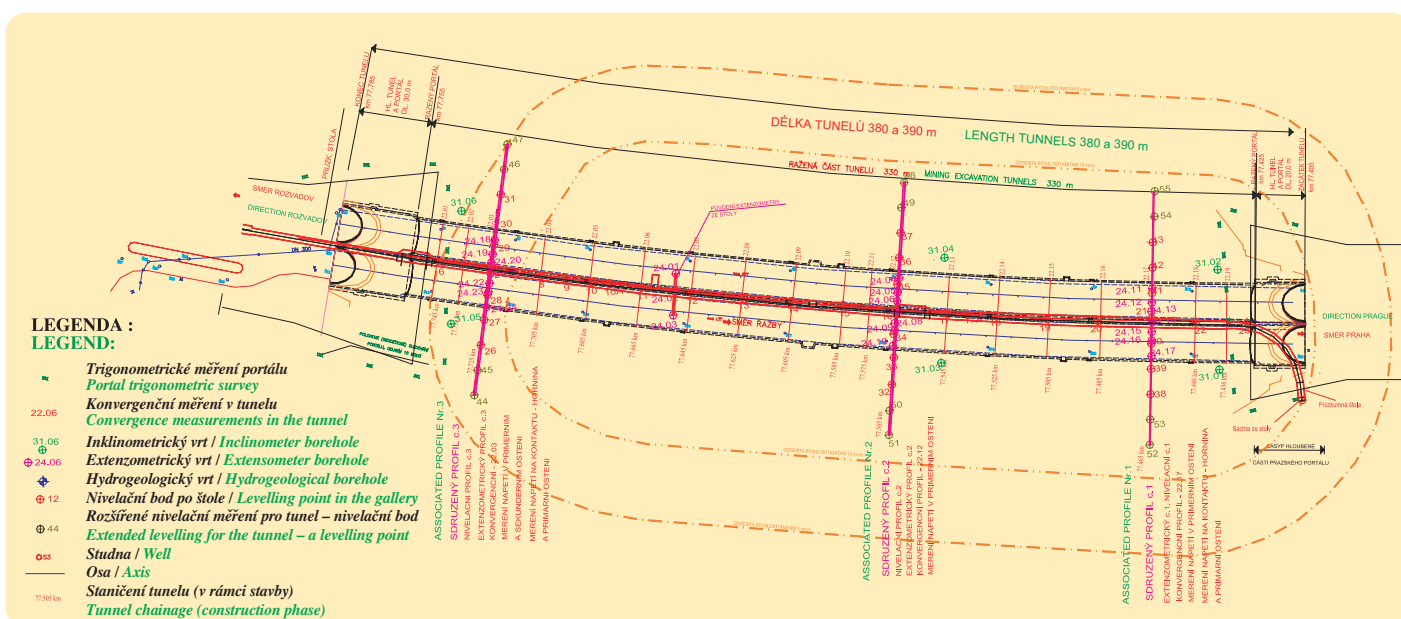
Vcelku příznivé podmínky ražby středního tunelu se projeví i na celkovém zařazení dle technologické třídy NRTM. V nejméně příznivé třídě NRTM 5aIII bylo z celkového objemu ražeb zařazeno pouze 11,8 %, ve třídě 5aII bylo provedeno 22,5 % ražeb a v nejpríznivější třídě NRTM 5aI bylo vyraženo plných 65,7 % středního tunelu. Při ražbě středního tunelu byly dokumentovány jen minimální nadvýlomy, které byly z převážné většiny specifikovány jako nezaviněné, jelikož byly zapříčiněny zpravidla tektonickým postižením či silným rozpukáním horninového masivu. Tato příznivá skutečnost se neočekávala, jelikož ražba průzkumné štoly zaznamenala procentuálně značně větší nadvýlomy z raženého profilu cca 15 m². Ovšem ukázalo se, že zmíněná průzkumná štola, umístěná v profilu středního tunelu, měla velmi příznivý vliv na jeho ražbu, jelikož působila jako kotva zajišťující stabilitu čelby. Na minimální zjištěné nadvýlomy v této části stavby mělo velký vliv i to, že asi 2/3 délky středního tunelu (ve středně pevných horninách) zhotovitel razil tunelbagry – tedy za pomoci beztrhavinového rozpojování, čímž nedocházelo k takovému rozvolnění okolního horninového masivu. Dalším příznivým faktorem při ražbách tunelu bylo to, že od roku 2003 byl v lokalitě zaznamenán trvalý srážkový deficit, což mělo za příčinu pokles hladiny podzemních vod (až o 3–4 m).



Obr. 1 Postup dílčích ražeb tunelů
Fig. 1 Sequence of partial tunnel headings

It is obvious from the Fig. 1 that the designed excavation sequence is combined, with the less frequent and more time consuming vertical division of the face prevailing. This procedure was designed because of the difficult geology identified during the driving of an exploration gallery in 2002, and with respect to the shallow tunnel cover varying from 5m to 12m along the tunnel length. Another factor contributing to the decision to adopt the safer excavation sequence is the width or height of the tunnel tubes, amounting to 16m and 12m respectively (the primary lining). The initial section of all sequential excavation workplaces passed under an 18m long double-row canopy tube pre-support drilled from the Rozvadov portal. Similar pre-support system was implemented at the end of the excavations, before the breakthroughs to the Prague (eastern) portal. Once the central tunnel excavation (approximately 50m² had passed under the above-mentioned canopy, the contractor divided the top heading excavation into two sequences, with the left part (viewed in the direction of excavation) kept in a slight advance. After assessing all available measurements carried out in the initial section of the excavation, at tunnel chainage (TCH) of about 30m, and according to the geological documentation, the Monitoring Board (MOBO) members decided, at the proposal of the geotechnical monitoring team, to start full-face excavation of the top heading. This decision proved eventually to be very suitable. The entire remaining section of the central tunnel was successfully excavated using this procedure, which meant the achievement of reasonable financial and time-related savings. The bottom (invert) of the central tunnel was closed after installation of 6 to 7 BTX lattice girders.

The rather favourable conditions of the central tunnel excavation also positively affected the overall NATM classification. Only 11.8% of the total excavation volume was classified as the least favourable NATM class 5aIII; 22.5% of the excavation was carried out in class 5aII, and the most favourable NATM class 5aI was attributed to 65.7% of the central tunnel excavation volume. Only minimal overbreaks were documented in the course of the central tunnel excavation. These were mostly specified as accidental occurrences because their reasons were usually found in faulting or intense fracturing of the rock massif. This favourable state was not expected because of the fact that the preceding excavation of the



Obr. 2 Situace geomonitoringu / Fig. 2 Geomonitoring situation



Obr. 3 Zahájení ražby pro střední pilíř tunelu
Fig. 3 Starting the excavation of the central tunnel

GEOTECHNICKÝ MONITORING (GTM) NA STAVBĚ TUNELU VALÍK

Důležitým cílem geomonitoringu je průběžné ověřování shody předpokladů projektu stavby se skutečností a získávání podkladů pro zařídování výrubů do technologických tříd NRTM. Na základě okamžitého vyhodnocování výsledků je operativně upřesňován postup ražení a stupeň vystrojení výrubů podle skutečně zastížených geologických poměrů na čelbě tunelu. Na správném, přesném a včasném vyhodnocení geomonitoringu závisí nejen kvalita výstavby, ale i bezpečnost a ekonomika ražby tunelu. Geotechnická měření v průběhu ražeb rovněž poskytují věrohodné údaje k průběžné korekci dimenzování primární i sekundární obezdívky ve smyslu zásad NRTM. V neposlední řadě je cílem komplexního výčtu měření v rámci geomonitoringu také ověření správnosti vstupních dat, charakterizujících horninový masiv, do výpočetních schémat pro dimenzování tunelových ostění a celkové posouzení správnosti použitého geomechanického modelu při výstavbě.

Geotechnický monitoring na stavbě tunelu Valík pozůstává z projektovaných měření, předávání získaných dat účastníkům stavby, jejich archivace a průběžného vyhodnocování. Na zařízení staveniště je zřízena kancelář, jejíž činnost probíhá nepřetržitě jako v případě zhotovitele ražeb. Tato služba spadá pod statutární orgán zřízený v rámci stavby – Rada monitoringu (RAMO), která pracuje ve složení jednotlivých zástupců stavby (investor, technický dozor stavby, projektant, vedoucí GTM a zástupce zhotovitele). Zasedání RAMO probíhá většinou v týdenním cyklu přímo na zařízení staveniště. Jednou měsíčně se schází rozšířená Rada monitoringu s přizvanými experty.

Náplní geomonitoringu na stavbě tunelu Valík jsou tato měření a sledování:

1. inženýrskogeologické sledování čelby
2. měření deformací svahů hloubených portálových úseků
3. konvergenční měření v tunelech
4. měření poklesů povrchu terénu (příčná poklesová kotlina a podélná vlna)
5. extenzometrická měření ve vrtech z povrchu
6. inklinometrická měření
7. měření napětí tenzometry na kontaktu hornina – primární ostění
8. měření napětí pomocí tl. buněk v primárním ostění stř. pilíře a v železobetonovém středním pilíři
9. kontrolní seismické měření účinků trhacích prací na okolní prostředí
10. měření skutečného tvaru výrubu, primárního ostění, sekundárního ostění
11. kontrolní měření pevnosti betonu Schmidovým kladivem
12. kontrolní měření sil ve svornících a kotvách
13. komplexní sledování chatové osady Amerika (pasportizace)
14. měření napětí deformetry v sekundárním ostění
15. komplexní zpracování monitoringu (vypracování zpráv)

Pro účely komplexního vyhodnocení interakce horninového masivu s ostěním tunelu jsou navržena měření soustředěna do tří sdružených profilů. V těchto profilech probíhají konvergenční měření, extenzometrické měření, měření napětí v primárním ostění, měření napětí na kontaktu mezi

exploration gallery recorded significantly higher percentage of overbreaks in the excavated cross-section (about 15m²). The above-mentioned exploration gallery, positioned in the profile of the central tunnel, proved to have a favourable influence on the excavation owing to its effect comparable to an excavation face stabilising anchor. The minimum of overbreaks experienced in this part of the construction were also achieved thanks to the fact that approximately 2/3 of the central tunnel's length were driven using tunnel excavators (in medium strong rock), without drill-and-blast activities, thus without significant loosening of the surrounding rock mass. Another favourite factor affecting the excavation operations was the fact that a permanent precipitation deficit has been recorded in the given location since 2003, resulting in lowered water table (by up to 3 – 4m).

GEOTECHNICKÝ MONITORING (GTM) AT THE VALÍK TUNNEL CONSTRUCTION

The important objective of geomonitoring is continual verification of compliance with the tunnel design assumptions with the reality, and obtaining data required for putting the excavation into NATM technological classes. The excavation advance and the excavation support degree are operatively adjusted according to the conditions actually encountered at the excavation face, based on immediate interpretation of the monitoring results. At last but not least, the objective of the comprehensive set of geomonitoring measurements is also to verify the rock mass characteristics data entering the calculation schemes used for structural analyses of tunnel liners, and to assess overall correctness of the geomechanical model applied to the construction.

Geotechnical monitoring at the Valík tunnel construction consists of designed measurements, their filing and continual interpretation. An office operates on site. Its round-the-clock activities follow the contractor's roster. This service reports to the statutory body established on the site, i.e. the Monitoring Board (MOBO), comprising individual representatives of the parties to the project (the client, client's supervision, designer, chief of the GTM, and contractor). The MOBO holds usually weekly meetings directly on site. An extended Monitoring Board meets monthly with invited experts.

The geomonitoring system applied on the Valík tunnel site consists of the following measurements and observations:

1. engineering geological monitoring of the excavation face
2. measurement of deformations of the slopes of the cut-and-cover portal sections
3. convergence measurements in the tunnels
4. measurement of the ground surface subsidence (the settlement trough and the longitudinal wave)
5. extensometer measurements in boreholes carried out from the surface
6. inclinometer measurements
7. strain gauging at the contact of rock and the primary liner
8. measurement of stresses using pressure cells embedded in the primary lining of the central pillar and in the reinforced concrete central pillar
9. check seismic measurement of effects of blasting operations on the tunnel neighbourhood
10. measurement of actual geometry of the excavated opening, primary liner and secondary liner
11. Schmidt hammer rebound testing - concrete strength checks
12. check measurement of forces in rock bolts and anchors
13. comprehensive observation of the Amerika summer cottage settlement (a condition survey)
14. the secondary liner strain gauging
15. comprehensive processing of the monitoring (reporting)

The designed measurements are centralised to 3 combined monitoring stations to satisfy the requirements of the comprehensive assessment of the interaction between the rock mass and the tunnel liner. Convergence measurements, extensometer measurements, measurement of stresses in the primary liner, measurement of stresses at the contact of the primary liner and rock mass, and measurement of deformations of the ground surface are carried out at these stations. To make unambiguous identification of individual measurements possible, a code is used containing information on the measurement type, the structure (profile) and marking of the measured point.

Further I will briefly describe the methods of the most important types of measurements carried out on the given construction site.

The main task of the EG monitoring during tunnel excavation is every day to provide important information on rock quality related to the tunnelling work, using geological documentation of excavation faces, and to assign NATM technological classes to the rock mass. Inseparable part of this supervision is a comprehensive set of progress photographs and documentation of rock types of the cut-and-cover portals with determination of rock categories in terms of workability according to ČSN 73 3050 "Earthwork". Immediately after completion of the geological documentation of the excavation face, the rock mass classification is

primárním ostěním a horninovým masivem a měření deformací povrchu terénu. Za účelem jednoznačné identifikace jednotlivých měření je použit kód obsahující informaci o druhu měření, objektu (profilu) a označení bodu měření.

Dále stručně popíší způsob těch nejdůležitějších druhů měření na popisované stavbě.

Hlavním úkolem IG sledování při ražení tunelu je denně poskytovat důležité informace o kvalitě horniny z hlediska tunelování prostřednictvím geologické dokumentace čelby a zařídování horniny do technologických tříd NRTM. Nedílnou součástí tohoto dozoru je komplexní fotodokumentace a dokumentace hornin hloubených portálů se zaříděním hornin do tříd těžitelnosti dle ČSN 73 30 50 „Zemní práce“. Bezprostředně po provedení geologické dokumentace čelby výrubu je provedena klasifikace horninového masivu dle QTS (Tesař) a RMR (Bieniawski) a výrub je zařazen do technologických tříd NRTM. Na základě zařazení do technologických tříd NRTM je stanovena třída vystrojení a délka záběru. Po vyhodnocení dokumentace jednotlivých čelb a s přihlédnutím k ostatním výsledkům geomonitoringu se každý týden provádí prognóza změn geologických poměrů rozhodných pro další technologii ražby, a to pro úsek o délce asi 1 až 2 průměry tunelové trouby.

Konvergenčním měřením (KVG) jsou sledovány posuny stabilizovaných bodů na primárním ostěni tunelu. Určovány jsou absolutní polohové změny těchto bodů v trojrozměrných souřadnicích. KVG měření je prováděno optickými automatickými stanicemi TCA 2003 firmy Leica. Osazení bodů do zhotoveného ostění tunelu probíhá co nejdříve po vyrušení horniny, tak aby byl zachycen maximální průběh deformace. Vzhledem k vertikálnímu členění dílčích ražeb jsou konvergenční body osazovány postupně.

Podobným způsobem je prováděno i **geodetické měření hloubených úseků**, s tím rozdílem, že probíhá na povrchu na obou portálech. Měření deformací svahů hloubených úseků je rovněž měření absolutních změn prostorové polohy bodů, osazených na svazích a portálových stěnách, které slouží k ověření stability jednotlivých stěn v hloubených úsecích tunelu.

Měření poklesu povrchu území nad raženým tunelem je prováděno metodou geometrické nivelace ze středu na zadaných stabilizovaných bodech. Niveláčnické měření povrchu terénu je uspořádáno do sdružených profilů 1, 2, 3, a do podélného profilu.

Extenzometrická měření slouží k měření absolutních vertikálních posunů horninového masivu v horninovém prostředí podél vrtů v těsném okolí výrubů. K extenzometrickým měřením slouží tyčové extenzometry, které byly osazeny ve sdružených profilech do monitorovacích vrtů o průměru 76 mm, vrtaných z povrchu terénu. Paty všech 7 extenzovrtů v každém sdruženém profilu kopírují obrys obou tunelů. Byly v předstihu navrženy nad projektovaný průřez horní klenby tunelů.

V těsném okolí sdružených profilů jsou situovány tři dvojice **inklinometrických vrtů** pro sledování prostorových pohybů osy vrtu. Inklinometrické vrty jsou vrtány rovněž z povrchu terénu a zasahují do hloubky až 30 m, tj. pod spodní klenbu tunelů. Metoda spolehlivě určuje hloubku, rychlost a směr pohybu změřené deformace v horninovém masivu.

Pro určení **napětí v primárním ostěni** tunelu slouží strunové deformetry. Strunové deformetry jsou instalovány na příhradovou výztuž po provedení každé dílčí čelby, před aplikací stříkaného betonu primárního ostění. Z projektovaných pozic jsou od deformetrů svedeny kabely v chráničcích do svorkovnice v době přístupném místě, kde je prováděn odečet. Změřené deformace jsou přepočteny na hodnoty napětí, na základě znalosti modulu pružnosti betonu primárního ostění. Posuzování a rozbor naměřených hodnot jsou prováděny komplexně ve vazbě na všechna provedená měření a na skutečně zastižené geotechnické podmínky především v místě sdružených profilů.

Všechny výše popsané druhy měření jsou pravidelně ukládány v kanceláři GTM na internetový on-line server Barab[®], kam mají přístup všichni nejmenovaní zástupci stavby včetně již zmiňovaných expertů. Uvedený systém je níže popsán v samostatné kapitole.

Velice důležitou náplní kanceláře GTM je **vyhodnocování jednotlivých druhů měření ve vztahu k určeným varovným stavům**. Kritéria varovných stavů byla před zahájením stavby nastavena projektantem dle statického výpočtu z parametrů zjištěných při ražbě průzkumné štoly. Upřesňují se během stavby na pravidelných týdenních hodnoceních výsledků měření (RAMO), a to v závislosti na růstu poznatků o chování podzemní konstrukce v daných geologických podmínkách. Mimo to se v průběhu ražeb provedl aktualizovaný statický výpočet na nově zjištěné podmínky, a hodnoty varovných stavů se tak dodatečně upřesnily. Nastavení varovných stavů na stavbě tunelu Valík je zřejmé z uvedené tabulky 1

carried out using the QTS method proposed by Tesař and the RMR method according to Bieniawski, and the excavation is assigned the NATM excavation classes. The support class and round length are determined on the basis of the NATM technological classes. Once the documentation of individual headings has been interpreted and the results of geomonitoring have been taken into consideration, a prognosis of changes in geological conditions significant for the further technology of excavation is developed (once in a week) for a section length of about 1 to 2 times the tunnel diameter.

Displacements of targets stabilised in the primary lining of the tunnel are monitored by means of convergence (CVG) measurements. Absolute values of the position changes are determined by 3D coordinates. The CVG measurement is carried out using optical automatic stations Leica TCA 2003. The installation of the targets to the lining is carried as soon as possible after the rock excavation so that the maximum portion of development of deformation is recorded. With respect to the vertical excavation sequence, the convergence points are installed stepwise.

A similar procedure is used for surveying of the cut-and-cover portal sections, which is carried out on the ground surface. The measurement of deformation of slopes of the cut-and-cover sections also consists of the measurement of absolute changes in the spatial (3d) position of the points installed on the slopes and on the portal walls. This measurement is used for verification of stability of individual walls in the cut-and-cover section of the tunnel.

The measurement of subsidence of the ground surface above the mined tunnel is carried out by the method of direct levelling from the centre carried out on determined stabilised points. The levelling of the ground surface is arranged in three combined monitoring profiles # 1, 2, 3 and one longitudinal monitoring profile.

The extensometer measurements are used for measuring absolute vertical displacements of the rock mass in the rock environment along the boreholes. The extensometer measurements are carried out with rod-type borehole extensometers produced by SG Geotechnika itself. They were installed at the combined profiles into monitoring boreholes 76mm in diameter, bored from the surface. The bases of all 7 extensometer boreholes in each combined profile copy the outlines of the tunnel tubes. They were drilled in advance above the designed cross section of the tunnel vaults.

In the close vicinity to the above-mentioned combined profiles there are also 3 pairs of inclinometer boreholes for monitoring of horizontal displacements of the borehole axis. The inclinometer boreholes are also carried out from the surface. They reach to a depth up to 30m, i.e. under the tunnel invert. The method reliably determines the depth, velocity and direction of the deformation movement in the rock massif.

Stresses in the primary lining of the tunnel tubes are determined with vibrating-wire strain gauges. The strain gauges are fixed to the lattice girders after completion of each partial face, before the application of primary lining shotcrete. The cables leading from the designed positions through plastic ducts are connected to a terminal board installed at a well accessible point where the reading is carried out. The measured deformations are transformed to stress values on the basis of knowledge of the modulus of elasticity of primary lining concrete. The assessment and interpretation of the measured values is performed in a comprehensive manner, in context with the all completed measurements and the actually encountered geotechnical conditions above all in the locations of the combined profiles.

The results of all of types of measurements are regularly filed in the GTM office on an Internet on-line server Barab, which is available to all authorised representatives of the project management, including experts. The above-mentioned system is described in a separate paragraph below.

A very important activity performed by the GTM office is interpretation of individual types of measurement relative to the specified trigger levels. These trigger levels were set by the designer before the beginning of the construction



Obr. 4 Pohled na ražbu bočních tunelů STT a JTT a železobetonový pilíř
Fig. 4 Excavation of the NTT and STT and the central pillar

s tím, že hodnota „A“ je na každý jednotlivý druh měření určena výše popsaným statickým výpočtem v PD RDS. Ve vazbě na hodnocení výsledků měření a na varovné stavy jsou průběžně přijímána opatření týkající se:

- měření a vyhodnocování geomonitoringu (četnost měření, úpravy v typech měření, rychlost a způsob vyhodnocování výsledků);
- pohotovostního režimu (směru a rychlosti informací a rozhodovacího procesu);
- úprav technologie ražby a vyztužování ostění (dle RDS), bezpečnosti práce a její organizace (dle havarijního plánu stavby).

ON-LINE SYSTÉM BARAB

Je to databázový systém, který slouží ke sběru, prezentaci a archivaci dat získaných v rámci geomonitoringu podzemních staveb vyvinutý společností SG-Geotechnika. Účelem tohoto on-line systému bylo zjednodušit přístup účastníkům jednotlivých staveb k požadovaným datům či měřením. Najmenovaní zástupci staveb dostávají svá hesla, pomocí nichž se po zaregistrování připojují po internetu odkudkoliv na zmiňovaný server. V něm jsou denně ukládány aktualizované výsledky měření či protokoly. Pro pracovníky kanceláře monitoringu tak odpadlo zaslání výsledků měření pomocí e-mailů jednotlivým účastníkům staveb. Registrace všech uživatelů podléhá ověření správcem systému. Ten přidělí uživatelskou roli (pasivní nebo aktivní) a projekt, který bude dle předem domluvených dispozic pro registrovaného uživatele zpřístupněn. Pro každou podzemní stavbu, na které se naše společnost podílí v rámci kanceláře geomonitoringu, je zřízen na serveru Barab® projekt s označením názvu stavby, pro nějž je nastaven požadovaný a neomezený počet os, kde jsou zveřejňována jednotlivá měření.

VYHODNOCENÍ GEOTECHNICKÝCH MĚŘENÍ PŘI RAŽBĚ STŘEDNÍHO TUNELU

Jak již bylo výše popsáno, ražba středního tunelu se převážně razila dle horizontálního členění (kalota a spodní klenba). Celý profil středního tunelu představoval plochu cca 71 m² (kalota 50 m² a spodní klenba cca 21 m²). Při ražbě jsme průběžně měřili a vyhodnocovali celý komplet měření. Při konvergenčním měření byly jednotlivé pětibodové profily navrženy v úvodní části tunelu v rozestupu 10 m a od staničení 30 TM po 20 metrech. Jelikož více než polovinou raženého profilu ve staničení 60 TM procházela mocná porucha, členové RAMO rozhodli o doplnění vloženého KVG profilu v tomto úseku ražby. Hodnota „A“ varovných stavů dle RDS představovala u jednotlivých bodů vždy odlišnou velikost z důvodu situování bodů na ostění, ale zjednodušeně lze pro přehlednost uvést, že nejspodnější mez všech osazovaných bodů činila ve vertikálním směru (sedání) 13 mm a v horizontálním směru (příčné posuny) 11 mm. Tyto zmíněné hodnoty náleží dle zveřejněné tabulky do 3. varovného stavu – **stav mezní přijatelnosti**. Po dobu měření všech osazených profilů byla naměřena maximální deformace ve směru sedání 11 mm a v příčném směru 10,5 mm. Uvedené maximum deformací bylo naměřeno ve vertikálním směru na bodě 04 profilu 19.18 (308 TM) a v příčném směru na bodě 05 vloženého profilu 19.20, v místě zmíněné poruchy. Takže



Obr. 5 Před výlomem střední části JTT v portálové rozvadovské oblasti
Fig. 5 Bench excavation in the STT, in the Rozvadov portal section

works according to the structural analysis using parameters determined during the excavation of an exploration gallery. They are refined in the course of construction, at regular weekly meetings of the MOBO (the Monitoring Board) assessing the results of monitoring, depending on growing knowledge of the behaviour of the underground structure in the given geological conditions. In addition, an updated structural analysis was elaborated, which is accommodated to the newly identified conditions, and the values of the trigger levels were additionally adjusted. The setting of the trigger levels at the Valík tunnel site is shown in Table 1, where the value “A” is determined by the above-mentioned structural analysis for each particular type of measurement described by the detailed design. In the context of the assessment of the measurement results and the trigger levels, measures are adopted on an ongoing basis concerning:

- the measurements and assessment of the geomonitoring results (frequency of measurements, modifications of the measurement types, velocity and the method of interpretation of the results)
- emergency regime (direction and speed of the information flow and the decision-making process)
- modifications of the excavation technique and excavation support (according to the detailed design), safety at work and the works organisation (according to the emergency plan of the project)

THE BARAB ON-LINE SYSTEM

This is a database system used for collection, presentation and filing of data obtained in the framework of geomonitoring of underground constructions, developed by SG-Geotechnika. The purpose of this on-line system was to simplify the access to the required data or measurements for all parties to individual projects. The nominated representatives of the projects are assigned their own passwords allowing them to register and connect to the above-mentioned server through Internet from any place. Updated results of measurements or protocols are downloaded daily. As a result, the monitoring office staff got rid of the obligation to send the measurement results to individual parties to the project by e-mail. The registration of all users is subjected to verification by the system administrator. The administrator assigns the user role (passive or active) and the project to be made accessible to the registered user according to pre-negotiated instructions. A separate project is established in the Barab® server for each underground construction where our company participates through its geomonitoring office. The required, unlimited number of axes for which the individual measurements are presented is set for the given project, holding the name of the particular construction.

ASSESSMENT OF GEOTECHNICAL MEASUREMENTS DURING THE EXCAVATION OF THE TUNNEL

As described above, the central tunnel was driven using a horizontal excavation sequence (top heading and invert). The total area of the cross section of the central tunnel amounted to about 71 m² (top heading 50 m², invert about 21 m²). We continually carried out and assessed the whole set of measurements during the excavation work. For the convergence measurements, individual five-point monitoring profiles were designed at 10 m spacing in the initial tunnel section, and every 20 m in the section from the TCH 30m onward. Because over one half of the excavated cross section at TCH 60 passed through a mighty weakness zone, the MOBO members decided that an additional CVG profile be inserted in this section of the tunnel excavation. Due to the positions of individual points on the lining, the “A” trigger level determined by the detailed design represented different values at individual points. We, however, can simplify the problem stating that the lowest limit for all installed points was of 13 mm and 11 mm in the vertical direction (subsidence) and horizontal direction (transversal displacement) respectively. According to the published table, these values are the values of the 3rd trigger level, which is the *ultimate acceptability level*. The maximum vertical and transversal deformations determined in the course of measuring all installed profiles amounted to 11 mm and 10.5 mm respectively. Regarding vertical displacement, the above-mentioned maximum was measured on the point 04 of the profile 19.18 (TCH 308), while the maximum transversal deformation was measured on the point 05 of the inserted monitoring profile 19.20, at the location of the above-mentioned weakness zone. We can therefore arrive to a conclusion that the values of the measured deformations of the CVG points on the central tunnel's primary liner reached maximally the value of the 2nd trigger level during the entire central tunnel excavation period, therefore no extraordinary measures had to be adopted regarding the excavation.

The deformations measurements on the surface, including the extensometer and inclinometer measurements, were assessed similarly. The maximal deformations determined by the borehole extensometer readings were found on the lowest borehole anchor No. 4 in the 3rd combined monitoring profile, at TCH 30. This value, amounting to 12.6 mm, was achieved on the extensometer 24.22, which is situated slightly on the right side (viewed in the direction of the excavation chainage) of the longitudinal tunnel axis. Logically, this value is slightly higher than the value determined by the CVG measurement of the points inside the tunnel. This is due



Obr. 6 Zahájení ražby hlavní kaloty JTT
Fig. 6 Starting the excavation of the STT top heading

z uvedeného lze shrnout, že po celou dobu ražeb středního tunelu se pohybovaly naměřené deformace KVG bodů na primárním ostění stří. tunelu maximálně do II. varovného stupně, a tak nebylo nutné prakticky přijímat mimořádná opatření v rámci ražby.

Obdobně byla vyhodnocována i měření deformací na povrchu včetně extenzometrických a inklinometrických měření. Maximální deformace v rámci měření extenzometrických vrtů byla odečtena na nejspodnější kotvě č. 4 v rámci 3. sdruženého profilu ve staničení 30 TM, která představovala hodnotu 12,6 mm na extenzometru 24.22, který je situován mírně vpravo (ve směru staničení ražeb) od podélné osy tunelu. Tato hodnota je logicky nepatrně větší než při měření KVG bodů v tunelu, což je příčinou nezachycené prvotní deformace v momentě těsně po průchodu daným staničením čelby (než dojde k osazení a k změření KVG bodů). Na tomtéž extenzometru byla naměřena i maximální deformace na jeho zhlaví, která činila 10,4 mm (varovný stav je na povrchu nastaven na 40 mm). Z výše popsaných výsledků měření je zřejmé, že deformace nejhlubší kotvy extenzometru je téměř identická jako deformace jeho zhlaví na povrchu. To je na této stavbě dáno minimálním nadložím ve staničení 30 TM (cca 6 m), které v zastižených horninách prakticky neumožní vytvoření přirozené horninové klenby nad raženým tunelem. Největší absolutní deformace byly naměřeny právě na profilu č. 3, což lze jednoznačně odůvodnit nejmenším nadložím nad tunelem a nejproblematictějšími geologickými podmínkami v úvodní části stavby. Na dalších dvou příčných profilech (190 a 290 TM) dosahovaly deformace na jednotlivých extenzometrických kotvách hodnoty okolo 5 mm. Další zajímavý trend, který byl vysledován na všech příčných profilech, je ten, že maximálních deformací nebylo dosaženo na extenzometrech v ose nad tunelem, ale vždy na extenzometru vedlejším (viz schéma profilu č. 1) situovaném vpravo ve směru ražeb. Tato skutečnost byla ovlivněna zastiženou břidličnatostí (foliací) se sklonem kolem 80° dokumentovaných hornin, když maximální vývoj deformací se nepřenášel po svislici, ale právě po úklonu zmíněné foliace. Největší změřená deformace na povrchu v podélné ose nad středním tunelem byla v rámci podélné poklesové vlny změřena na bodě č. 22 ve staničení tunelu 310 TM. Tato hodnota činila v srpnu roku 2004 po dokončení ražby 13 mm, což potvrzuje zastižený trend. Ostatní body v ose na povrchu se deformovaly mezi 6 až 11 mm, dle dokumentované geologie.

Menší horizontální deformace byly naměřeny v okolním horninovém masivu pomocí šesti inklinometrických vrtů, které se při ražbě stří. tunelu pohybovaly v rozmezí pouze 4 až 7 mm. Směr deformací probíhal vždy logicky směrem k tunelu od situovaných inklinometrů (tj. jižní inklinometry se deformovaly severně či severozápadně a inklinometry situované severně od tunelu se deformovaly jižním směrem). Minimální deformace jsou ovlivněny skutečností, že jednotlivé inklinometry kopírují obrys velkých tunelů, a tak jejich vzdálenost k obrysu středního tunelu činila z obou stran asi 12 m.

Samostatnou a osvědčenou metodou při měření GTM na stavbě tunelu Valík se ukázalo průběžné kontrolní měření profilovacím strojem zastižených nadvýlomů při ražbě středního tunelu a posléze i při ražbě hlavních tunelů. Tuto činnost ŘSD zakomponovalo do balíku měření GTM vůbec poprvé při stavbě dálničního tunelu. Objednatel tedy přenesl zodpovědnost za tato měření na kancelář geomonitoringu, čímž nebyl závislý na

to the unrecorded initial deformation developing just after the passage of the face through the given chainage (before the CVG points are installed and measured). Also the maximum deformation measured on an extensometer head was identified on this instrument, reaching a value of 10.4 mm (the trigger level for the surface measurements is set to 40 mm). It follows from the above-mentioned measurement results that the deformation of the deepest borehole anchor of the extensometer is nearly identical with the deformation of this extensometer's head found on the ground surface. The reason is the minimum overburden thickness on this site, at chainage TCH 30 (approximately 6 m), which practically does not allow the natural arch to develop above the mined tunnel in the given rock mass. It was the profile No. 3 where the largest absolute deformations were measured. This can be explained with certainty by the shallowest tunnel cover and the most problematic geological conditions in the initial section of the tunnel excavation. The values of deformations measured at the other two transversal monitoring profiles (TCH 190 and 290) on individual borehole anchors reached approximately 5 mm. Another interesting trend identified at all transversal profiles is that the maximum deformations were not reached on the extensometers installed on the centre line, above the tunnel, but always on the neighbouring extensometer (see the profile No. 1 chart) situated on the right side (viewed in the direction of excavation). This phenomenon was due to the fact that foliated rock mass was encountered, with the dip of the documented rock about 80°. The maximum rate of development of deformations was transferred along the dipping bedding planes instead of a vertical line. The largest deformation measured on the surface along the longitudinal axis above the central tunnel was found, as a part of the subsidence wave, on the point No. 22, at tunnel chainage TCH 310. Its value amounted to 13 mm in August 2004, after completion of the excavation, thus confirming the encountered trend. The other points on the axis on the surface deformed between 6 mm and 11 mm, according to the documented geology. Lesser horizontal deformations were measured in the surrounding rock mass by means of six inclinometer boreholes. They varied in the course of the tunnel excavation only from 4 to 7 mm. The direction of the deformations was always logical, from the inclinometers toward the tunnel (i.e. the southern inclinometers deformed toward the north or north-west, and the inclinometers situated to the north of the tunnel deformed towards the south). The minimum deformations result from the fact that individual inclinometers follow the outline of the large tunnel tubes, therefore their distance from the outline of the central tunnel amounted to about 12 m on both sides.

Continuous measurement of overbreaks, which were identified by a profile scanner in the course of the excavation of the central tunnel and later in the driving of the main tunnels, turned out an autonomous and well-proven GTM measurement method used at the Valík tunnel construction. It was for the first time the Directorate of Roads and Motorways incorporated this activity into a GTM measurement package at a highway tunnel excavation. Owing to the fact that the client delegated responsibility for these measurements to the geomonitoring office, the client seized to be dependent on the random measurements carried out by the contractor. This method provided relatively exact sums of the overbreaks occurring during the excavation. The resultant volume of random overbreaks acknowledged by the client was in addition assessed by the geological service team, passing a judgement whether the particular overbreak was attributable to mistakes during the excavation or unavoidable, due to the rock faulting or composition of the rock mass. We can state that in this specific case (thanks to the contractor's good discipline, minimum overbreaks were identified during the central tunnel excavation) the client saved considerable costs compared to the situation where the volume of overbreaks (beyond the theoretical contour of excavation) acknowledged across-the-board as specified in the design. Individual documents of the excavated profile scanning were submitted to the client's supervision office in a form of protocols, weekly, before the MOBO meetings, so that contingent overbreaks could be approved by the client.



Obr. 7 Členění JTT při ražbě
Fig. 7 STT excavation sequence

stupeň varovného stavu / Trigger level description	cíle monitoringu Objective of the monitoring	popis projevů chování hornin a tunelového ostění Description of behaviour of rock mass and tunnel lining	kritéria varovných stavů / Trigger level values	opatření / Measures			kompetence Responsibilities
				měření Measurement	organizační Organisational	technologická Technological	
stav vysoké míry bezpečnosti high degree of safety level	omezení ekonomické náročnosti prací udržení hodnot reduction of economic demand of the works and maintenance of values	klid, čelba stabilní peace, stable face	pod 60 % A under 60 % of A	v nejužším rozsahu in the narrowest scope	žádná none	možnost omezení zvláštních technologických opatření z projektu limitation of special designed technological measures is possible	
stav přípustných změn changes acceptable level	porovnání předpokladů projektu se skutečností comparison of assumptions with reality	deformace odpovídají projektu, čelba stabilní deformations corresponding to the design; stable face	nad 60 % A over 60 % of A	podle projektu according to the design	žádná none	podle projektu; menší úpravy z nabídky projektu according to the design; minor modification of measures offered by the design	
stav mezní přijatelnosti ultimate acceptability level	zamezení chování masivu vynucujícího si mimořádné opatření prevention of rock mass behaviour requiring extraordinary measures	deformace dosud odpovídají projektu s rizikem vývoje ke kritickému stavu, čelba dosud stabilní deformations still corresponding to the design, potential development toward alert level; face still stable	A A	zvýšená četnost měření; nové druhy měření increased frequency of measurements; new types of measurements	zkrácení času pro rozhodování reduction of decision-making time	technologická opatření z nabídky projektu; vícepráce v minimálním rozsahu technological measures offered by the design; minimum scope of additional work	návrh dodavatel; odsouhlasení z hlediska kvality a financování investitor contractor for proposal; client for approval regarding quality and payment
kritický stav alert level	zamezení vzniku havarijní situace prevention of emergency situation	limitní deformace s rizikem vývoje k havarijnímu stavu, vyjždění bloků z čelby, vznik trhlin v ostění limiting deformations, potential development toward emergency level; block falling from the face; cracks in the lining	125 % A 125 % of A	ještě vyšší četnost měření; nové druhy měření further increase of frequency of measurements; new types of measurements	zkrácení času pro rozhodování reduction of decision-making time	technologická opatření projektem pro daný úsek neuvažovaná; vícepráce ve větším rozsahu technological measures unexpected by the design for the given section; larger scope of additional work	návrh dodavatel; odsouhlasení z hlediska kvality a financování investitor contractor for proposal; client for approval regarding quality and payment
havarijní stav emergency (action) level	minimalizace škod; ochrana životů minimization of damage, life protection	mimořádná situace, destrukce čelby emergency situation, collapse of the face	Vyháška ČBÚ* Czech Bureau of Mines' Order*	ve smyslu schváleného havarijního plánu in the meaning of the approved emergency plan			stavba; OBÚ projekt team (client, designer, contractor etc.); Regiona Bureau of Mines

* výrazné zrychlení deformací směřující ke ztrátě stability
* significant acceleration of deformations tending to a loss of stability

A Meze varovných stavů nastavené projektem (RDS) dle statického výpočtu
A Trigger limits set in the detailed design according to the structural analysis

Tab. 1 Charakteristika varovných stavů
Table 1 The characteristics of trigger levels

namátkovém měření zhotovitele. Tím bylo dosaženo poměrně přesné sumy zastížených nadvýlomů při ražbě. Výsledná hodnota uznaných nezaviněných nadvýlomů investorem byla pak ještě vždy posouzena geologickou službou z důvodu skutečnosti, zda se jedná o zaviněný nadvýlom zapříčiněný nekázným zhotovitelem, či šlo v konkrétním případě o nezaviněný nadvýlom způsobený tektonickým postižením či skladbou horninového masivu. Lze konstatovat, že vzhledem k tomu, že při ražbě

PREVIOUS BENEFITS OF GEOMONITORING ON THE PROJECT

It was as early as the beginning of the excavation work at the Rozvadov portal side (11/2003) that heavy weathering and tectonic affecting of Proterozoic schists were documented at the overburden of the tunnel. Based on this knowledge, the site management decided to build walers at both portals. During the excavation of the central tunnel (03 to 07/2004), a decision was made on the basis

středního tunelu se jednalo převážně o minimální nadvýlomy způsobené dobrou kázní zhotovitele, objednatel tímto ušetřil nemalé finanční prostředky oproti projektem paušálně specifikovaným uznávaným nadvýlomům nad teoretický obrys ražeb. Jednotlivé dokumenty o profilaci výrubů byly předávány technickým dozorům stavby formou protokolů v týdenních intervalech vždy před jednáním RAMO, tak aby mohly být případné nadvýlomy investorem odsouhlaseny.

DOSAVADNÍ PŘÍNOSY GEOMONITORINGU NA STAVBĚ

Již při zahájení výkopových prací na straně rozvadovského portálu (11/2003) bylo dokumentováno v nadloží projektovaného tunelu silné zvětrání a tektonické poškození proterozoických břidlic, na jehož základě bylo rozhodnuto vedením stavby o vybudování převázky na obou portálech.

Při ražbě středního tunelu (03 až 07/2004) bylo na základě vyhodnocení výsledků měření a doporučení kanceláře GTM upuštěno od původně předpokládaného členění výrubu kaloty středního tunelu projektem. Po asi 10 metrech ražby za mikropilotovým deštníkem (délky 18 m) zhotovitel razil celou horní část (kalotu) na jeden profil o průřezu cca 50 m² za stálého dozoru kanceláře GTM. Dále v nejpříznivější třídě 5aIII bylo upuštěno, dle dosažených výsledků měření, od kotvení ve spodní klenbě středního tunelu. Uvedenými rozhodnutími (schváleno RAMO) se ušetřil více než měsíc v plánovaném harmonogramu ražeb středního tunelu a samozřejmě nemalé finanční prostředky za nepoužitou příhradovou výztuž BTX, uspořené kotvy a stříkaný beton.

Při ražbách hlavních tunelů (10/04 až 05/05) se opakovala situace z ražby stří. tunelu, kdy na základě výsledků měření a ze zkušenosti z již provedené ražby kancelář GTM doporučila orgánu RAMO zjednodušit projektované členění obou tunelů. Hlavní kaloty obou tunelů se v celé jejich délce nakonec razily na jeden výrub. Zároveň jsme doporučili neprovádět zajištění mikropilot BODEX nad klenbou tunelů, jež se dle PD měly vrtat z kapliček budovaných nad horní klenbou tunelů (odůvodnění bylo jednoduché – nechtěli jsme masiv v nadloží tunelů tvořený silně zvětralými proterozoickými břidlicemi, na puklinách limonitizovanými a zajiřovanými, dotovat technologickou vodou z vrtání, čímž by se situace na čelbě pravděpodobně značně zhoršila). To vše za průběžného sledování a vyhodnocování dosažených výsledků měření. Především z důvodu výše uvedených opatření se docílilo zkrácení ražeb tunelů Valík o více než 4 měsíce dle původního harmonogramu.

ZÁVĚR

První a velmi důležitou etapu stavby tunelu Valík lze hodnotit jako velice úspěšnou, jelikož probíhala kontinuálně, bez mimořádných událostí a v poměrně velkém předstihu oproti nastaveným časovým předpokladům. Skutečnost, že při ražbách metodou NRTM s obtížnějším vertikálním členěním výrubů nebyl ani v jednom případě překročen 3. varovný stav z nastavené pětistupňové škály, můžeme považovat za velmi příznivou.

Závěrem bych chtěl uvést, že i když byl tunel Valík navržen do velice obtížných geologických podmínek a je velice sledován veřejností v dotčeném regionu, při velké kázní zhotovitele, zkušenostech projektanta a dobře fungujícím odborném týmu v rámci Rady geotechnického monitoringu bylo možné si s těmito podmínkami velice úspěšně poradit. Dnes při sestavování tohoto článku jsou již ražby na tunelech ukončeny a je provedena primární obezdívka. Ovšem i v další fázi stavby tunelů – budování definitivního ostění – probíhají projektovaná měření (především měření na povrchu, KVG měření, tenzometrická měření atd.). Do předpokládaného uvedení stavby do zkušebního provozu zbývá více než 1 rok (říjen 2006) a jelikož kancelář GTM provádí nadále komplexní geomonitoring, závěrečné vyhodnocení provedených prací GTM lze uzavřít až po ukončení stavby tunelu Valík. Ovšem již teď jsme si v předstihu ověřili, že nákladnější a ojedinělé řešení samotné stavby s železobetonovým pilířem přinese na druhou stranu nezanedbatelné finanční úspory z hlediska záboru povrchového území nad rozsáhlými tunelovými stavbami v dálničním stavitelství.

Jako autor tohoto článku předpokládám, že v jednom z čísel vydaných v příštím roce provedu kompletní vyhodnocení geomonitoringu na popísané stavbě.

ING. RADEK BERNARD, bernard@geotechnika.cz,
SG-Geotechnika, a. s.



Obr. 9 Měření KVG bodů v bočním tunelu JTT
Fig. 9 Measurement of CVG points in the STT

of assessment of measurement results and a recommendation by the GTM office, to abandon the central tunnel top heading excavation sequences originally assumed by the design. After about 10 metres of the excavation behind the 18m long micropile umbrella the contractor started to excavate the full face of the top heading (cross-section about 50m²), under permanent supervision by the GTM office. Further, in the more unfavourable class 5AIII, the anchoring at the invert of the central tunnel was omitted on the basis of the measurement results. The above-mentioned decisions (approved by the MOBO) saved over a month in the program of excavation of the central tunnel, as well as the obviously also not negligible financial means for BTX lattice girders, anchors and shotcrete that did not have to be used.

The situation experienced at the excavation of the central tunnel repeated during the excavation of the main tunnel tubes (10/04 to 05/05). Based on the measurement results and experience gained from the previous excavation, the GTM office recommended to the MOBO that the designed excavation sequence for both tunnel tubes be simplified. The top headings of both main tunnel tubes were eventually excavated in a single sequence. In the same time, we recommended that the BODEX micropile support above the tunnel vaults, with the drilling for the micropiles designed from recesses built above the tunnel vaults, be omitted (for a simple reason – we did not want to aggravate the situation by supplying flushing water to the rock mass at the overburden consisting of heavily weathered Proterozoic schists, with discontinuities limonitised and filled with clay). All of the above-mentioned operations were carried out under continual monitoring and assessment of the measurement results. Owing to the above-mentioned measures above all, the excavation operations at the Valík tunnel were finished over 4 months ahead of the original schedule.

CONCLUSION

The first and very important stage of the Valík tunnel construction can be evaluated as very successful because it ran continually, without emergencies, and in relatively long advance compared to the set conditions. The fact that the NATM excavation, using a complex vertical excavation sequence, did not experience even a single event of crossing the 3rd trigger level out of the 5-degree scale can be considered as very favourable.

To conclude, I would like to state that despite the fact that the Valík tunnel was excavated in very difficult geological conditions and is carefully followed by the public in the given region, those conditions could be coped with successfully owing to the contractor's staff high discipline, the designer's experience and good work of the professional team of the geotechnical monitoring Board. Today, when this paper is being prepared, the excavation of the main tunnel tubes has been completed. Although, the designed measurements (primarily surface measurements, CVG measurements, strain gauging, etc.) will be carried out even in the further phase of the tunnel construction, i.e. the phase of erection of final lining, which is underway. More than one-year time remains to the scheduled commissioning of the tunnel (October 2006). As the GTM office provides comprehensive geomonitoring services, the final assessment of the GTM work can be concluded only after the Valík tunnel completion. However, we are already now certain that the higher cost of the unique solution of the tunnel structure containing the central pillar will be compensated for by the not negligible cost savings in terms of the total plan area of permanent works generally required for vast tunnel structures in the highway construction industry.

As the author of this paper, I expect that I will carry out a comprehensive evaluation of the geomonitoring on the above project in one of issues published next year.

ING. RADEK BERNARD, bernard@geotechnika.cz,
SG-Geotechnika, a. s.

OPTIMALIZACE TRAŽOVÉHO ÚSEKU ZÁBŘEH – KRASÍKOV, TUNEL MALÁ HUBA

OPTIMISATION OF ZÁBŘEH – KRASÍKOV TRACK SECTION: THE MALÁ HUBA TUNNEL

FRANTIŠEK KLOUBA

ÚVOD

Trasa tunelu Malá Huba prochází pod severním výběžkem vrchu „Malá Huba“ s nadmořskou výškou cca 415 m n. m. a je součástí členité Zábřežské vrchoviny, která je v těchto místech ze severu ohraničena průlomovým údolím Moravské Sázavy. Ze západu, severu a východu je výběžek u paty obtékán řekou Moravská Sázava, jejíž údolní niva leží v nadmořské výšce cca 316 – 317 m n. m.

Horninový masiv v trase tunelu vytváří krystalinikum tvořené fylity v různých odstínech šedé až šedozeleň barvy. Horniny mají vyvinutou výraznou foliaci. Směr a sklon foliačních ploch se však často mění, což je způsobeno provrásněním hornin.

Konstrukce tunelu je tvořena dvěma úseky budovanými v otevřené stavební jámě a úsekem raženým novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM).

Celková délka tunelu je 324 m, z toho hloubená část 12 m na vjezdovém a 12 m na výjezdovém portálu.

Ražba tunelu probíhá dovrhně směrem od výjezdového k vjezdovému portálu. Je zahájena z předportálového zářezu a zpočátku probíhá vzhledem k nízkému nadloží pod ochranou konstrukce „želvy“.

SYSTÉM ŽELVA

Konstrukce želvy je navržena z železobetonu C 16/20. Jedná se o dočasnou konstrukci, která přenáší zatížení nad násypem, před vyražením tunelu a vybudováním definitivního ostění. Konstrukce se betonuje na terén upravený do tvaru vnějšího líce definitivního ostění. Vzhledem k možným nepřesnostem při tvarování rostlého terénu je projektovaný tvar nadvýšen o 100 mm. Upravený terén se vytváří vrstvou vyrovnávacího betonu C 7,5/10 v úsecích délky cca 6 m podle dřevěných pomocných šablon. Na vyrovnávací beton se položí separační fólie, jejíž použití zajišťuje snadné oddělení materiálu při výrubu kaloty pod želvou.

Na separační fólii se montuje výztuž klenby. Betonáž probíhá po blocích šachovnicově. Po vybetonování konstrukce želvy v celé délce je před zahájením ražby proveden zpětný zásyp do projektem navržené úrovně. Pak probíhá ražba kaloty pod ochranou konstrukce želvy. Použití separační fólie před montáží výztuže a betonáží konstrukce



Obr. 1 Výkop zářezu vjezdového portálu
Fig. 1 Open cut for the entrance portal

INTRODUCTION

The alignment of the Malá Huba tunnel passes under a northern spur of Malá Huba hill (415m a.s.l.), which is part of rugged Zábřeh Upland. This spur is lined on the west, north and east by the Moravská Sázava River. The floor of the river valley is at an altitude of 316 to 317m a.s.l.

The rock massif found along the tunnel route is a crystalline complex consisting of phyllites in shades of grey to grey-black colour. The rocks have developed intensive foliation. The strike and dip of the foliation surfaces often vary as a result of folding processes.

The tunnel construction comprises two cover-and-cut sections and a section built by the New Austrian Tunnelling Method (NATM).

The total length of the tunnel of 324m comprises 12m long cover-and-cut sections at the entrance and exit portal respectively.

The tunnel is excavated uphill, in the direction from the exit portal to the entrance portal. The excavation starts from a pre-portal open cut. In the beginning a top-down excavation sequence is used, with the excavation carried out under so-called “turtle shell”, because of shallow overburden conditions.

TURTLE SHELL SYSTEM

The “turtle shell” structure is a temporary concrete structure (C 16/20) carrying the loading imposed by the backfill until the excavation under the shell and casting of permanent lining is completed. The shell is cast on a mould created by excavating a construction trench (a pre-cut) with the bottom shaped to follow the contour of the upper surface of the final lining. Considering the potential for inaccuracies in the shape, the excavated contour height is exaggerated by 100mm compared with the designed contour. About 6m long sections of the excavated ground surface are consecutively covered by a layer of C 7.5/10 blinding concrete, using wooden templates. The blinding concrete surface is covered with a separation membrane. Reinforcement of the vault (the shell) is placed on the separation membrane. The casting is carried out in blocks, in a staggered sequence. When the whole length of the shell is complete, before the excavation starts, the backfill of the shell is carried out up to a designed level. The excavation underneath the shell umbrella follows. Quality surface for installation of waterproofing layers is guaranteed thanks to the application of the separation membrane before the reinforcement is placed and the “turtle shell” cast. The shell provides protection of the top heading excavation, which is carried out along its whole length. The subsequent bench excavation support, however, is secured by the NATM principles, i.e. sprayed concrete and wire mesh with anchors. The portal slope is supported by a gabion wall built at its base.

MINED TUNNEL

The tunnel is excavated using the NATM. Three basic technological NATM excavation classes were determined with respect to the geotechnical conditions identified by detailed geological exploration. Modifications of the classes in some sections (modified lengths and numbers of anchors, absence of invert) were agreed between representatives of the client, designer’s supervision representative and contractor according to geotechnical conditions encountered by the excavation.

želvy zajišťuje kvalitní povrch pro instalaci hydroizolace. Pod ochrannou konstrukcí želvy je v celé délce vyražena kalota. Ražba jádra již probíhá dle zásad NRTM, tj. po záběrech zajišťovaných stříkaným betonem se sítí a kotvami. Portálový svah je v patě zajištěn gabionovou zdí.

RAŽENÝ TUNEL

Tunel je ražen novou rakouskou tunelovací metodou. Pro geotechnické podmínky zařízené v rámci podrobného geotechnického průzkumu byly stanoveny tři základní technologické třídy výrubu NRTM. Podle geotechnických podmínek bezprostředně zařízených při ražbě byly po dohodě s kompetentními zástupci objednatele, AD projektanta a zhotovitele modifikovány technologické třídy výrubu NRTM v některých úsecích ražby tunelu (délky či počty kotev, absence protiklenby).

Výrub je členěn na kalotu, jádro a počvu, čemuž odpovídá druh výrubu B „Členěný výrub“. To znamená zajištění výrubu po každém záběru. Rozpojování hornin je prováděno s použitím trhacích prací. Po odstřelu a po odvětrání díla je rubanina nakládána nakladačem a odvážena nákladními automobily na deponii. Následně jsou osazeny prvky primárního zajištění výrubu, definované technologickou třídou výrubu NRTM. Přitom dochází k úplnému přerušení cyklu ražení a okamžitému zabezpečení výrubu až k čelu, po každé etapě výrubu.

OSTĚNÍ TUNELU

Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem C16/20 se sítí, příhradovými nosníky a kotvami. Stříkaný beton v tloušťkách dle technologických tříd NRTM 150, 200 a 250 mm, síť KARI 150 x 150 x 6 mm, kotvy SN a HUS délky 4 event. 3 m, kotvy IBO délky 8 m, příhradové nosníky H=100, 120 a 150 mm a předražené jehly.

Ostění tunelu je dvouplášťové s mezilehlou izolací. Požadovanou třídu vodotěsnosti „O“ dle TKP 20 zajišťuje mezilehlá izolace tl. 2 mm opatřená navíc signální vrstvou, umístěná po obvodu horní klenby tunelu. Voda je po izolaci svedena do boku k patě klenby, kde je umístěna boční podélná tunelová drenáž DN 200 mm. Podélný sklon tunelu umožňuje průběžné podélné odvodnění na bocích tunelu a voda je odváděna boční tunelovou drenáží k výjezdovému portálu tunelu. Případné průsaky dnem tunelu jsou odváděny střední tunelovou drenáží PE DN 350 mm rovněž k výjezdovému portálu.

Definitivní ostění z monolitického železobetonu C 25/30 – XC1, XF1, minimální tloušťky 350 mm, je realizováno do ocelového, hydraulicky ovládaného bednění.

Základové pasy z železobetonu C25/30 – XC1, XF1, XA1. Výztuž jak základových pasů, tak opěr i klenby je z oceli 10 505 R, nebo BST 500 S, KR. Délka pasů je stanovena na 10 m, tomu je přizpůsobeno rozmístění záchranných výklenků po 20 m. Pracovní (resp. dilatační) spáry mezi jednotlivými sekcemi betonáže budou v lici tunelu příznávy jako drážky lichoběžníkového průřezu, v případě dilatačních spar budou překryty trvale pružným tmelem.



Obr. 3 Střídaně zabetonované bloky klenby výjezdového portálu
Fig. 3 Staggered casting of vault blocks of the exit portal



Obr. 2 Montáž armatury klenby výjezdového portálu
Fig. 2 Placement of reinforcement of the exit portal

The excavation face is divided into the top heading, bench and invert. This division corresponds to the B-type of excavation, i.e. “Serial Excavation”. This means that the excavation is supported after each advance of the face. Rock disintegration is by drill-and-blast. After the blasting and defuming, muck is loaded by a loader and transported to a stockpile by lorries. Installation of the excavation primary support elements defined by the technological NATM excavation class follows. The excavation cycle is completely suspended after each excavation face advance to allow immediate installation of the support means up to the face.

TUNEL LINING

The primary liner consists of sprayed concrete C16/20 (150, 200 or 250mm thick layers, depending on the NATM class) with KARI welded mesh (150x150x6mm), lattice girders (H=100, 120 or 150mm), anchors (8m long IBO-anchors) and spiles.

The tunnel lining has two passes, with an intermediate waterproofing system. The required waterproofing degree “O” defined by technical specifications TKP20 is ensured by a 2mm thick membrane provided with a signalling layer. The membrane is applied to the upper vault. Water is directed to the sides, to DN 200mm drains laid at the springing level. The longitudinal gradient of the tunnel allows continuous drainage along the tunnel sides, evacuating water to the exit portal. Contingent seepage through the bottom is evacuated through a PE DN 350mm central tunnel drain, also toward the exit portal.

The minimally 350mm thick C 25/30 – XC1, XF1 reinforced concrete lining is cast behind hydraulically controlled steel formwork. Reinforced concrete C25/30 – XC1, XF1, XA1 is used for the strip footings. Steel grade 10 505 R or BST 500 S, KR is used for reinforcement of the strip footings, side walls and vault. A length of 10m is designed for the casting blocks. The spacing of safety recesses of 20m is accommodated to this length. The day joints between individual casting blocks will remain exposed in the tunnel intrados as trapezoidal grooves. Expansion joints will be filled with permanently flexible compound.

The safety recesses are minimally 0.75m deep, 2.2m high at the lowest place, and 2m wide at the narrowest place. Sidewalls and the ceiling are splayed at 15° to facilitate stripping. A handrail is installed between the recesses, along both sides of the tunnel. A multiple-way (9-way) PE cable duct is installed along either side of the tunnel, in a recess formed in the walkway. Cable conduits branch from the duct in respective points. The recess in the walkway that is found next to the track #2 also houses a dry fire main with DN 52mm outlet valves installed in manholes on the side-wall drain, in safety recesses # 1, 3, 5, 7, 8, 10, 12, 14, 16. A passive system of protection against stray currents is designed. The check points,



Obr. 4 Vytěžená kalota tunelu

Fig. 4 Complete top heading excavation under the vault

Záchranné výklenky mají hloubku min. 0,75 m, výšku v nejnižším místě 2,2 m, šířku v nejužším místě 2 m. Boční stěny a strop jsou z důvodu usnadnění odbednění zkoseny pod úhlem 15°. Mezi záchrannými výklenky je po obou stranách tunelu umístěno madlo. V chodníkovém ústupku po obou stranách tunelu je osazen devíticestný multi-kanál z PE, z něhož jsou v patřičných místech vyvedeny chráničky pro kabely. V chodníkovém ústupku u koleje č. 2 je rovněž umístěn požární suchovod s výtakovými ventily DN 52 umístěnými v revizních šachtách pateční drenáže ve výklencích č. 1, 3, 5, 7, 8, 10, 12, 14 a 16. Ochrana proti bludným proudům je provedena jako pasivní, kontrolní body vodivě propojené s výztuží ostění jsou vyvedeny ve stejných výklencích jako požární suchovod.

POSTUP STAVBY

Vytvoření předzářezu od vjezdového portálu komplikoval složitý reliéf terénu, kdy skalní stěna prudce spadá do koryta Moravské Sázavy. Velmi náročná je i koordinace postupu prací s výstavbou mostního objektu SO 44-19-07, který bezprostředně navazuje na portálový pás P1. Při zakládání opěry „Olomouc“, vzhledem k zastíženým geologickým podmínkám, nebylo možno dodržet sklon výkopu za operou a bylo tedy nutno odstranit neúnosnou horninu a nahradit ji betonem. Rozsah určoval odpovědný geolog in situ.

Dobrá kvalita prací při provádění ražeb a primární obezdívky se potvrdila v tom, že konvergenční měření v kalotě v celé délce tunelu pohybovala v rozpětí předepsaném projektem. Jak sedání, tak příčné posuvy nedosahovaly 50 % předepsaných hodnot.

V opěři ve staničení 10. až 150. (tm) byla hornina silně prostoupená vrstvičkami až vrstvami grafitu, což se nepříznivě projevilo zejména v pravém opěři v 145. (tm). Vrstvičky až vrstvy grafitu působily obtíže už při vrtání jádra. Vývrty výrazně „štrovaly“ až k devastaci vrtné tyče.

Vlivy přítomného grafitu se projevily i ve výsledcích konvergenčních měření. Zatímco v převážné části tunelu byly naměřené deformace menší než hodnoty, které připouštěl statický výpočet, v místech s výrazným výskytem grafitu přesáhly deformace předpokládané hodnoty až o 50 %.

Ke konci února 2005 byl postup prací na tunelu Malá Huba následující:

Tunel byl vyrazen v plném profilu v celé délce včetně primární obezdívky. Byla provedena reprofilace, zabetonovány základové pasy a protiklenba v ražené části tunelu. Základové pasy byly osazeny kolejnicemi pro pojezd montážních plošin (pro instalaci mezilehlé izolace a armatury definitivní obezdívky) a pro betonářské formy. Předpoklad zahájení betonáže definitivní obezdívky je 12. 5. 2005.

ING. FRANTIŠEK KLOUBA, fklouba@subterra
Subterra, a. s.



Obr. 5 Pohled do kaloty u výjezdového portálu

Fig. 5 Top heading under the vault at the exit portal

electrically continually connected with the reinforcement of the lining, are installed in the same safety recesses as the fire main outlets.

CONSTRUCTION PROCEDURE

The work on the pre-cut beginning at the entrance portal was complicated due to the complex morphology of the area, with a steep cliff above the Moravská Sázava River's valley. Also co-ordination of the operations with the construction of the SO 44-19-07 bridge, which is directly connected with the portal block P1, is very difficult. Because of the encountered geology, it was necessary during the work on the foundation of the "Olomouc" abutment to remove unstable ground on the side of the excavation pit behind the abutment, and replace it with concrete. The extent of the replacement was prescribed in situ by the geologist in charge.

Good quality of the excavation operations and the primary lining was proved also by the fact that the results of convergence measurements carried out in the top heading remained within the range prescribed by the design along the whole tunnel length. Both subsidence and lateral displacement values did not exceed the values allowed by the design.

In the side-wall area, from chainage 10 to 150m, the rock mass was intensely interbanded by laminas to bands of graphite. This geology affected negatively the work along the right side-wall, at chainage 145m. The laminas to bands of graphite caused problems already when the drill-blast operations for the bench excavation were took place. Jamming of the string of rods ending even by its devastation was commonplace.

The impact of the graphite presence was also apparent in the convergence measurement results. While the measured deformation values were lower than the values allowable according the structural calculations within a prevailing length of the tunnel, they exceeded the anticipated values up to 50% in locations with extensive occurrence of graphite.

As of the end of February 2005, the progress on the Malá Huba tunnel construction was as follows:

The tunnel excavation (complete cross section) was finished along the whole length, including primary lining. Regarding the mined section, re-profiling work was completed, as well as casting of the strip foundations and invert. Rails were installed on the foundation strips, forming a track for travelling platforms (one for placement of reinforcement, the other for application of intermediate waterproofing layers) and travelling formwork. The commencement of the casting of the final lining is scheduled for 12/5/2005.

ING. FRANTIŠEK KLOUBA, fklouba@subterra
Subterra, a. s.



ROZLOUČENÍ S PROF. ING. MILOŠEM BUCKEM, DrSc.,

vynikajícím odborníkem v oboru podzemního stavitelství a dlouholetým profesorem ČVUT.

Profesor Bucek se narodil 14. 6. 1932 v Praze, maturoval na reálném gymnáziu a v roce 1956 absolvoval konstruktivně-dopravní směr Fakulty inženýrského stavitelství ČVUT v Praze. Po odchodu do praxe pracoval jako stavbyvedoucí u firmy Baraba, jejíž náplň určila jeho celoživotní odborný zájem, kterým byly podzemní stavby.

V roce 1959 začal působit jako pedagog na své mateřské fakultě, kde se po vzniku katedry geotechniky stal odborným asistentem u prof. J. Straky. Po absolvování vědecké přípravy obhájil v r. 1966 kandidátskou disertační práci a v roce 1974 docentskou habilitační práci. Vědeckou hodnost doktora věd získal v r. 1986 po obhájení disertační práce „Bezmomentová střednice ostění podzemních staveb“ a v roce 1990 byl jmenován profesorem pro obor podzemních staveb.

Prof. Bucek patřil až do svého odchodu na zahraniční angažmá k výrazným osobnostem stavební fakulty. Třicetiletá pedagogická praxe byla velmi plodná, byl spoluautorem 13 vysokoškolských skript, jeho přednášky byly velmi oblíbené, vztah ke studentům byl příkladně náročný a současně lidsky chápající. Mnoho aktivních geotechnických odborníků si dodnes pokládá za čest, že byli jeho žáky či vědeckými aspiranty.

Ve vědecko-výzkumné činnosti byly jeho aktivity zaměřeny především na problematiku statického řešení ostění podzemních staveb, svorníkové výstroje či matematického modelování napěťo-deformačních stavů masivu při ražbě podzemního díla. Účastnil se projektové a stavební přípravy Strahovského tunelu, dále řešení tlakového působení výsypek SHR na odvodňovací tunelové konstrukce, zúčastnil se tvorby koncepčního řešení pražské podzemní dráhy a byl též spoluautorem návrhu prvního pražského halového podchodu na Václavském náměstí. K těmto oblastem se také vztahují desítky časopiseckých článků a příspěvků ve sbornících vědeckých konferencí u nás i v zahraničí.

Prof. Bucek byl uznávaným odborníkem pro oblast podzemních staveb a zpracoval stovky studií, odborných posudků a statických výpočtů pro investorské, projekční i dodavatelské organizace v ČR. Tento zájem o praxi jej také vedl v roce 1991 k přijetí zahraničního angažmá na stavbě dálničního tunelu Salatin v Turecku, kde působil úspěšně jako expert téměř deset let. Po návratu domů se již nevrátil na stavební fakultu, své bohaté zkušenosti však věnoval řešení praktických úkolů u firmy Metrostav a. s., která se významně podílí na současné podzemní výstavbě v České republice. Zúčastnil se práce v ČTuK ITA-AITES a věnoval se též publikační činnosti v časopise Tunnel, o čemž svědčí jeho výborné odborné články inspirované jednak jeho zkušenostmi z Turecka (č. 3/2004, 1/2005), jednak z výstavby jednolodní stanice metra v Kobylisích (č. 4/2004). Tunnel Klimkovice patřil k posledním objektům jeho odborného zájmu.

Prof. Bucek po sobě zanechal rozsáhlé a hodnotné dílo, které obohatilo teoretickou i praktickou oblast podzemního stavitelství a zůstává živé v jeho žácích, spolupracovnících i konkrétních podzemních dílech. Odešel v něm člověk vzdělaný a mimořádně pracovitý, neokázale skromný a nesmírně přátelský ke svému okolí. Jeho široký úsměv bude moc chybět všem, kdo měli to štěstí ho poznat.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.

A FAREWELL TO PROF. ING. MILOŠ BUCEK, DrSc.

Miloš Bucek, an outstanding expert in the field of underground engineering and long-standing professor at the Czech Technical University, was born on 14 June 1932 in Prague. He received his higher certification at grammar school, and in 1956 graduated from the Czech Technical University in Prague with a degree in civil engineering from the Department of Civil Engineering and Traffic Structures. His lifelong interest, underground construction, was determined by his first job, which was with the renowned company Baraba.

In 1959 he started to work as a teacher at his Alma Mater, where he became a fellow at the newly established department of geotechnics, reporting to Prof Straka. In 1966, after passing the scientific preparation, he successfully finished his CSc thesis, and, in 1974, also the docent thesis. He was granted the DrSc academic degree in 1986 after finishing a thesis entitled "Moment-free centre line of underground structure lining". In 1990 he was appointed professor in the subject of underground engineering.

Prof Bucek belonged among outstanding personalities of the faculty of civil engineering till accepting a job abroad. His thirty years of teaching activities were truly fruitful. He was a co-author of 13 university standard texts. His lectures were very popular, and his relationship with students was exemplarily, demanding and, at the same time, with a human touch. Many active geotechnical professionals deem it an honour to have been his students or fellows.

His scientific and research activities were focused predominantly on the problems of structural analysis of the lining of underground structures, rock bolt excavation support or mathematical modelling of stress-strain states of rock mass in the course of underground excavation. He participated in the Strahov Tunnel design and construction preparation and in the solution of the problem of mine dumps induced pressures acting on a drainage tunnel structure. He contributed to the solution of the conceptual design of the Prague metro, and was a co-author of the first large-span subway in Prague, under Wenceslas Square. These are the fields covered by tens of his magazine articles and papers published in scientific conference proceedings in our country and abroad.

Prof Bucek was a renowned expert in the field of underground engineering. He carried out hundreds of studies, expert opinions and structural analyses for investment, design and construction companies in the CR. His interest in the practical application was also the reason why he accepted a foreign engagement, on the Selatin highway tunnel construction in Turkey, where he worked as an expert for nearly ten years. When he returned home, instead of going back to the faculty of civil engineering, he dedicated the wealth of his experience to solving practical problems in Metrostav a. s., which is a company contributing significantly to the current underground construction in the Czech Republic. He participated in the activities of the ČTuK ITA-AITES. The technical papers inspired by his experience gained in Turkey (No. 3/2004, 1/2005) and in the construction of a one-vault metro station in Prague-Kobylisy (No. 4/2004) were excellent. The last subject of his professional interest was the Klimkovice Tunnel.

The extensive and valuable work which Prof Bucek left behind enriched both the theoretical and practical field of underground engineering. It is living in his students, colleagues and tangible underground structures. We will remember him as an intelligent and extremely dedicated, unpretentiously unobtrusive and friendly man. His wide smile will be missed by all of us who were so lucky to know him.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

VOKD, A. S., V PODZEMNÍM STAVITELSTVÍ VE ŠPANĚLSKU

In the following text, Mr Cervený informs about the activities of the Czech company VOKD, a. s. in underground construction projects in Spain.

ODVODŇOVACÍ ŠTOLA V GALICII

Vyražená odvodňovací štola bude sloužit pro odvodnění části povrchového dolu Meiráma. Na tomto dole se těží lignit, který důl využívá ve své elektrárně, a elektrický proud je dodáván do oblasti Galicie. Provedené dílo se nachází v Cercedě v blízkosti městečka Meiráma a nedaleko je La Coruña.

ÚDAJE O STAVBĚ

Název:	Odvodňovací štola
Lokalita:	Cerceda, Meiráma, La Coruña
Investor:	LIMEISA – Lignity v Meirámě
Zhotovitel stavby:	EOSA 2002, a. s. (česko-španělská dceřiná společnost VOKD, a. s.)
Zahájení stavby:	7. 7. 2003
Ukončení stavby:	31. 8. 2004
Délka štoly:	660,5 m

PARAMETRY DÍLA

Odvodňovací štola je vyražena v profilu 450 °C (španělské značení), průřez díla 13 m². Výztuž díla se při ražbě přizpůsobovala konkrétním geologickým podmínkám. Část díla se vyrazila pomocí hnané výztuže, část díla je v TH výztuži o váhovém stupni 21. Při tomto způsobu vyztužování se jako pažení používaly plechy Bernold a více-výlomy se zakládaly dřevem a vše se zabetonovalo. Část díla byla vyražena jen ve svorníkové výztuži.

Celé dílo bylo po obvodu vyztuženo stříkaným betonem. Počva vyztužené štoly byla na závěr zabetonována.

RAŽBA ŠTOLY

Ražba se uskutečnila pomocí trhací práce. Vrtání vrtů bylo prováděno dvoulafetovým vrtacím vozem BWA-3, který byl vybrán pro svoji velikost do daného profilu. Má výborné manipulační vlastnosti, je samohybný na plných gumových kolech a poháněn stlačeným vzduchem. Na lafetách byly osazeny vrtáčky VKS-45-W.

K nakládání horniny a odtěžení byly použity tři nakladače typu MAN GHH model LF4.1 o obsahu lžice 1,4 m³. Jedná se o nízkoprofilové, avšak vysokokapacitní nakladače.

Pro možnost provádění souběžných operací se pro odtěžení vyrazily v boku díla přetěžovací výklenky o celkovém výlomu 359 m³.

Pro aplikaci stříkaného betonu byl nasazen stříkací stroj Mayco Altera pro mokrou směs. Beton byl na stavbu přivážen autodomíchávači, přečerpáván do malého autodomíchávače FIORI-DB 150, který vjížděl do raženého díla. Tyto malé autodomíchávače mají obsah bubnu 1,5 m³ a výšku jen 2,4 m.

Práce byla organizována ve 2 směnách po 12 hodinách. V sobotu se prováděla údržba strojního parku, prodloužení kabelu, potrubí, hadic, úpravy větrání.

DALŠÍ ÚDAJE

Při realizaci stavby k zajištění vyraženého díla bylo spotřebováno:

- 1 274 svorníků o průměru 25 mm a délce 1,9 m
- 503 ks výztuže 450 °C o váhovém stupni 21
- 3 064 ks plechů typu Bernold
- 1 259 ks hnané výztuže
- 1 243 t dřeva
- 963 m³ stříkaného betonu
- 650 m³ betonu na betonáž podlahy
- 972 m³ svařovaných sítí

ZÁVĚR

Při realizaci díla bylo nutné, s ohledem na často se měnící geologické podmínky, přizpůsobit jim i druh výztuže. S rychlostí realizace odvodňovací štoly a i s kvalitou byl investor velmi spokojen. Kvalita byla denně kontrolována, a to nejen zástupci investora, nýbrž i zkušenými, a zorky zde použitých materiálů byly odebírány a zkoumány v jejich laboratořích.



Obr. 1 Portál pro ražbu odvodňovací štoly



Obr. 2 Pohled na dokončený portál štoly

Velmi příznivou pro naše další počínání se stala skutečnost, že dílo si prohlédli i další investoři. Je dobrou vstupenkou pro naše další působení ve španělském podzemním stavitelství.

SILNIČNÍ TUNEL DE LACABE (NAVARRA)

Pro zlepšení dopravní infrastruktury ve Španělsku je nutné vyrazit velké množství tunelů. Jedním z nich je i tunel De Lacabe. Je vyražen v hoře Carrovide a je součástí komunikace NA - 2040 mezi místy Arce a Oroz Betelu.

Práce prováděla EOSA 2002, a. s. (dceřiná společnost VOKD, a. s.) jako subdodávku pro ACS Proyectos, Obras y Construcciones, a. s.

ÚDAJE O STAVBĚ

Název:	Silniční tunel
Lokalita:	Arce – Oroz Betelu, Pamplona
Investor:	stát, subdodávka pro ACS Proyectos, Obras y Construcciones, a. s.
Zhotovitel:	EOSA 2002, a. s. (česko-španělská dceřiná společnost VOKD, a. s.)
Zahájení stavby:	06/2003
Ukončení stavby:	06/2004
Délka tunelu:	740 m
Ražba horní lávky:	08/2003 – 02/2004

PARAMETRY DÍLA

Vyražený tunel je určen pro dva silniční pruhy, každý 3,5 m široký s okrajnicemi 1 m a chodníkem 1 m po obou stranách. Jízdní profil umožní jízdu nákladních aut a kamionů s nákladem do výšky 5 m.



Obr. 3 Pohled na portál tunelu De Lacabe

RAŽBA TUNELU

Výlom tunelu byl prováděn pomocí thrací práce. K vrtání vývrtů se používaly dva dvoulafetové vrtací stroje Jumbo Paramatic. Nakládání se uskutečnilo 2 nakladači CAT 950 a odvoz horniny zajišťovaly 4 nákladní „dempry“. K výlomu byly na stavbě rovněž použity rypadla CAT-320 s výměnnými prvky.

Vlastní ražba byla provedena na dvě lávky tak, že 740 m horní lávky bylo vyraženo za 7 měsíců s průměrným měsíčním postupem 105 m. Přibírka spodní lávky se realizovala za čtyři měsíce včetně sekundárního nástřiku.

Tunel byl ražen se stoupáním 2 %.

Ražba horou Carrovide probíhala v místy slítnými eocenními vápenci. V těchto oblastech se tvořily kavery.

Při vlastní realizaci byly použity ze šesti navržených typů tyto čtyři způsoby ražení a zpevňování tunelu:

Typ č. 1 – navržený do míst s geologickými poruchami. Ocelové lepené svorníky o $l = 5$ m, 21 ks po obvodu díla a výlom pro postup do 1,5 m (z toho 4 svorníky se kotvily ve spodní lávce). Mřížka byla 1 x 1 m.

Typ č. 2 – pro postup díla od 1,51 do 2,5 m s 15 lepenými svorníky o $l = 5$ m po obvodu díla (rovněž 4 ks se kotvily ve spodní lávce) v mřížce 1,5 x 1,5 m.

Typ č. 3 – pro postup díla nad 2,51 m s 11 lepenými svorníky o $l = 4$ m po obvodu díla v horní lávce v mřížce 2 x 2 m.



Obr. 4 Pohled na čelbu při ražbě kaloty tunelu

Typ č. 4 – rovněž pro postup nad 2,51 m s 9 lepenými svorníky o $l = 3$ m po obvodu díla v horní lávce v mřížce 2,5 x 2,5 m.

O typu bylo rozhodováno podle konkrétních geologických podmínek. Převážná část tunelu je provedena podle typů č. 3 a 4.

Ke kotvení byly použity ocelové svorníky značky AEH 500 S o průměru 25 mm s ocelovou plotničkou 150 x 150 mm a tloušťky 10 mm.

Po provedení primárního ostění stříkaným betonem se odvrtaly vývrtky pro svorníkovou výztuž.

Sekundární nástřik projektovaného betonu HP 250 se provedl po výlomu spodní lávky.

Vjezd do tunelu jako i výjezd byly vyztuženy ocelovou výztuží THN-29 rozepřenou ocelovými rozpínkami s obložením plechy Bernold.

Západní portál, z kterého probíhala ražba, byl zajištěn 15 m dlouhými kotvami, ocelovou mřížovinou a stříkaným betonem. Toto zajištění muselo být prodlouženo až na 32 m z důvodu objevení jeskyní a sesutí terénu.

Východní portál, do kterého se tunel prorážel, byl zabezpečen 18 m dlouhými kotvami, ocelovou mřížovinou a stříkaným betonem.

ZÁVĚR

Vyražený tunel byl realizován ve velmi dobré kvalitě a k plné spokojenosti ACS Proyectos, Obras y Construcciones, a. s. Stane se součástí nového úseku silniční sítě od místa Arce do Oroz-Betelu, který má délku 8200 m.

ING. MILAN ČERVENÝ, VOKD, a. s.

SMĚRNICE EVROPSKÉHO PARLAMENTU A RADY 2004/54/ES O MINIMÁLNÍCH BEZPEČNOSTNÍCH POŽADAVCÍCH NA TUNELY TRANSEUROPSKÉ SILNIČNÍ SÍTĚ – SOUČASNÝ STAV JEJÍHO ZAVÁDĚNÍ V ČR

Mr Ludvík Šajtar, CR's representative in the EU Committee on safety in road tunnels, informs about the Directive 2004/54/ES of the European Parliament and of the Council, on minimum safety requirements for tunnels in the Trans – European road network, and on the status of its implementation in the Czech Republic.

Směrnice 2004/54/EC EU byla vydána 29. dubna 2004, shodou okolností právě dva dny před vstupem ČR do EU. Vydání této směrnice předcházelo několikaleté období diskusí o koncepci i podrobnostech obsahu směrnice. K diskusím komise pro přípravu směrnice bylo zváno také Ministerstvo dopravy ČR (MDS ČR). Jeho zástupci, pokud se jednání zúčastnili, vzhledem k malému počtu tunelů na pozemních komunikacích v ČR, neovlivňovali její zpracování. Koncepce směrnice a její podrobnosti byly určovány alpskými zeměmi, tedy jen zeměmi s největším počtem silničních tunelů na území Evropy, jak v provozu, tak i ve fázi výstavby a přípravy.

Pro kontrolu zavádění směrnice ustanovila Evropská komise „Výbor pro bezpečnost silničních tunelů“. Ministerstvem dopravy ČR byl zastupován Česká republika v komisi pověřen pan Ing. Ludvík Šajtar ze společnosti SATRA, spol. s r. o. Do října letošního roku se uskutečnila dvě zasedání výboru. Ustavující schůze výboru se konala dne 18. 11. 2004. Na této schůzi bylo dohodnuto členskými státy EU přizvat do výboru i Norsko a Švýcarsko, přestože nejsou členskými zeměmi, ale patří mezi země s vysokým počtem tunelových staveb na silniční síti. Zároveň byla přijata nabídka Světové silniční asociace na odbornou pomoc jejího technického výboru TC 3.3. Provoz silničních tunelů,

který se danou problematikou dlouhodobě zabývá. První z úkolů TC 3.3 je posouzení metod a metodik používaných rizikové analýzy v jednotlivých členských zemích. Do 30. dubna 2009 musí komise zveřejnit zprávu o praxi uplatňované v členských státech, a v případě potřeby navrhnout přijetí společné harmonizované metodiky analýzy rizik.

Rada členských zemích (např. Francie, Německo) uvedla, že v rámci jejich legislativy se bude směrnice vztahovat i na tunely, které nejsou součástí TERN. Podle návrhu změny zákona č. 13/1997 Sb., O pozemních komunikacích, by se také v ČR měla tato směrnice vztahovat na všechny silniční tunely delší než 500 m.

V květnu letošního roku se uskutečnilo druhé zasedání výboru. Na tomto výboru byly přijaty za členy Norsko a Švýcarsko, ovšem bez hlasovacího práva. Byly projednány připomínky členů Výboru k probíhajícímu projektu hodnocení bezpečnosti silničních tunelů EuroTap, jehož koordinátorem je automotoklub ADAC, a který je financován EU. Podle názoru členů výboru, výsledky projektu EuroTap neodpovídají v mnoha případech skutečnému stavu bezpečnosti a jejich zveřejnění může dezinformovat uživatele.

Dle článku 18 Provedení musí členské státy uvést v účinnost právní a správní předpisy nezbytné pro dosažení souladu s touto směrnicí do 30. dubna 2006 a neprodleně sdělit komisi znění těchto předpisů a srovnávací tabulku mezi těmito předpisy a touto směrnicí.

JAKÁ JE SOUČASNÁ SITUACE V ČR

Prvním a základním předpokladem zavedení této směrnice byl její překlad do českého jazyka. Ve spolupráci Úřadu vlády ČR, ministerstva

dopravy a tunelové sekce Silniční společnosti byl český oficiální překlad uveřejněn na oficiálním EC v květnu letošního roku. Druhým předpokladem je legislativní základ pro aplikaci směrnice. Návrh úpravy zákona, který stanoví platnost směrnice pro všechny silniční tunely v ČR delší než 500 m, je připraven, a v současné době má být začleněn do projednávané změny zákona č. 13/1997 Sb., O pozemních komunikacích.

JAKÁ JE SITUACE V NAŠICH NORMÁCH, PŘEDPÍSECH TECHNICKÝCH PODMÍNKÁCH Z POHLEDU TÉTO SMĚRNICE

Z hlediska prostorového uspořádání, požadavků na stavení a konstrukční řešení a požadavků na technologickou vybavenost se dá konstatovat, že naše předpisy jsou v mnoha případech přísnější než směrnice EU. Vzhledem k tomu, že základní norma pro projektování tunelů pozemních komunikací ČSN 737507 prochází aktualizací, jsou v ní zapracovány všechny požadavky směrnice.

To, co směrnice přináší nového, je zajištění vysoké úrovně managementu bezpečnosti po celou dobu životnosti tunelu, a to od prvních projektových stupňů, po celou dobu jeho provozování včetně modernizací a rekonstrukcí. K tomuto účelu musí být ustanoveny správní, inspekční a bezpečnostní orgány a zároveň vytvořeny nástroje, pomocí kterých budou svoji činnost vykonávat. Základním nástrojem pro management bezpečnosti silničních tunelů se stává „Bezpečnostní dokumentace“. Směrnice stanoví rozsah a obsah dokumentace i způsob jejího zpracování, projednávání a schvalování i podmínky, za kterých je nutno dokumentaci aktualizovat.

V rámci projektu ISPROFOND 5006210025 „Rizika silničních tunelů podle směrnice EU“, financovaného SFDI, se v tomto roce řeší základní otázky týkající se obecných zásad managementu bezpečnosti, teoretické otázky a praktické metody a metodiky rizikové analýzy, včetně softwarových produktů a nezbytné terminologie z oblasti rizik a bezpečnosti. Výsledkem tohoto projektu budou materiály vhodné pro výuku a školení jak pracovníků správců tunelů, tak pracovníků správních a inspekčních

orgánů, členů záchranných složek a zaměstnanců konzultačních firem. Projekt řeší tým složený z odborníků společnosti ELTODO EG, Kloknerova ústavu ČVUT, společností KYBERTEC a SATRA, tunelové sekce Silniční společnosti za aktivní účasti objednatele SFDI, zástupce odboru pozemních komunikací MDS ČR a při spolupráci provozovatelů silničních tunelů TSK, ŘSD a Brněnských komunikací.

JAKÉ JSOU DŮLEŽITÉ TERMÍNY A CO JE NEZBYTNÉ V NÁSLEDUJÍCÍM ROCE REALIZOVAT:

Do 30. dubna 2006

- členské státy uvedou v účinnost právní a nezbytné správní předpisy pro dosažení souladu s touto směrnicí a neprodleně sdělí komisi znění těchto předpisů a srovnávací tabulku mezi těmito předpisy a touto směrnicí (článek 18);
- členské státy oznámí komisi název a adresu „Správního orgánu“ (článek 8 odstavec 1);
- na tunely, jejichž projekt nebyl od tohoto data schválen příslušným odpovědným správním orgánem se vztahují požadavky této směrnice (článek 9 odstavec 1);
- v případě tunelů, jejichž projekt je schválen, ale které nejsou k tomuto datu ještě v provozu, posoudí správní orgán soulad s požadavky této směrnice s přihlédnutím k bezpečnostní dokumentaci (článek 10 odstavec 1).

30. října 2006

- do tohoto data posoudí správní orgán soulad provozovaných tunelů s touto směrnicí k 30. dubnu 2006 (článek 11 odstavec 1);
- členské státy vypracují plán, který obsahuje časový plán postupného uplatňování této směrnice pro provozované tunely ve smyslu článku 11 (článek 15 odstavec 2).

ING. LUDVÍK ŠAJTAR, SATRA s. r. o., zástupce ČR ve výboru EU pro bezpečnost silničních tunelů

ODBORNÁ TUNELÁŘSKÁ TERMINOLOGIE II./PROFESSIONAL TUNNELLING VOCABULARY II

Prof Jiří Barták, DrSc, prepared the second instalment of technical tunnelling terminology used in the Czech Republic. His text is designed to arouse a discussion among Czech professionals on the terms to be used, considering the tradition and the existing state of underground construction.

Ve druhém pokračování názvoslovné rubriky se obrátíme k samým základům odborné tunelářské terminologie. A kupodivu i zde se vyskytují problémové výrazy, k nimž je žádoucí zaujmout stanovisko – nejprve od autora této rubriky, a poté i od vás, čtenářů Tunelu, jimž i zdánlivě drobné cizelování naší profese není lhostejné.

Způsob výstavby podzemních objektů, při němž nedojde k odstranění nadloží, se nazývá *tunelování*. Tunelování zahrnuje veškeré práce spojené s vytvořením projektovaných podzemních prostor a zajištěním jejich stability, jak v průběhu provádění, tak za provozu během životnosti díla.

Hlavními pracovními operacemi při tunelování tedy jsou:

- *ražení* (též *ražba*) – činnost spojená s rozpojením, naložením, odvozem rubaniny a dočasným vystrojením podzemního díla,
- *trvalé vystrojení* – vybudování definitivního ostění podzemní stavby.

V obou těchto podstatných složkách tunelování se vyskytuje termín *vystrojení* (v jiných souvislostech též termín *výstroj*), který je, a to i ve velmi odborné fundované publikaci, často nahrazován termínem *výztuž*.

Jaká je příčina tohoto nesouladu, který v odborném textu při jasných souvislostech pravděpodobně nezpůsobuje žádné problémy, nicméně v diskusi, zápisech a protokolech může vést k nežádoucím nepřesnostem příslušného sdělení?

Česká odborná tunelářská terminologie je relativně mladá, soustavněji byla dotvářena až po první světové válce, kdy bylo nutno v nově vzniklé republice urychleně vybudovat železniční spojení s mnoha pozoruhodnými tunely mezi českými zeměmi a Slovenskem s Podkarpatskou Ukrajinou. Na výstavbě tunelů se podílela vedle našich firem celá řada cizích specialistů, dělníků i techniků, takže i ve vytvářené české terminologii zůstávalo mnoho termínů nepůvodních, zkomolených z němčiny, italštiny a chorvatštiny. U starých pilířových soustav se však vesměs mluvilo pouze o výdřevě a obezdívce, kteréžto termíny uvedené nesoulad neobjasňují.

Podstatným přínosem v terminologické oblasti se staly až v období po druhé světové válce publikace tehdejších významných tunelářských odborníků – Ing. J. Sedláčka, prof. J. Straky a prof. J. Streita. Nutno konstatovat, že v rozsáhlém odborném díle těchto pilířů našeho podzemního stavitelství se bez výjimky používá pro konstrukce stabilizující podzemní výrub termín *výstroj*, a to jak pro dočasnou (výdřevu, ocelová žebra, svorníky, stříkaný beton), tak pro trvalou (tubingy, dílce, monolitická ostění, obezdívky). Tento termín převzaly i speciální příručky tunelářského názvosloví, vzniklé u nás v 80. letech dvacátého století, a také většina středoškolských i vysokoškolských učebních textů, starších i současných.

Valná část absolventů stavebních fakult ČVUT v Praze a VUT v Brně používá tento termín v praxi podzemního stavitelství v uvedeném smyslu jako zcela vžitý a jednoznačný. Oproti tomu *výztuž* je termín, který spadá především do stavitelství betonového a znamená armaturu, která je podstatnou součástí železobetonových konstrukcí; kromě nehezkého slova „vločka“ nemá v betonovém stavitelství termín *výztuž* český ekvivalent. Nutno konstatovat, že s výztuží (betonářskou) se velmi často setkáváme i ve stavitelství podzemním.

Učinit z výše uvedeného zdánlivě jednoduchý závěr ve prospěch termínu *výstroj* jako zajišťovací konstrukce výrubu však není namístě.

Důvodem je především existence vyhlášky Českého báňského úřadu č. 55/1996 Sb. ze dne 7. února 1996 o požadavcích k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí. Tato vyhláška, která patří k základnímu legislativnímu vybavení všech odborníků, jejichž činnost souvisí s podzemními stavbami, má v § 2 „Výklad pojmů“ jednoznačné definice:

- *výztuž (ostění)* – soubor stavebních prvků sloužících k zajištění díla v podzemí proti uvolňování horniny, deformaci horskými tlaky a podobně;
- *výstroj* – veškeré vybavení díla v podzemí potřebné pro jeho výstavbu a provoz.

Všechna ustanovení vyhlášky č. 55/1996 Sb., část druhá – vedení děl v podzemí a podzemní sanační práce – samozřejmě důsledně používají uvedené termíny; jediné očividné kolizi textu s běžnou *betonářskou výztuží* se vyhláška č. 55 v § 42 „Stříkaný beton“ vyhnula použitím

termínu *armovací síť*. Uvědomíme-li si, že vyhláška č. 55/1996 Sb. zahrnuje do své působnosti velmi širokou škálu podzemních děl a staveb (komentář k vyhlášce jich vyjmenovává 12 druhů, které zahrnují téměř všechny podzemní stavby u nás existující), pak terminologie vyhlášky platí pro naši profesi zcela obecně.

Polemika s báňským předpisem, týkajícím se všech činností prováděných hornickým způsobem, není namístě a navíc by s velkou pravděpodobností nebyla nic platná. Takže bude asi nutné naše stavařské zvyklosti opustit a začít důsledně používat terminologii citovaného báňského předpisu, a to především v písemnostech nejrůznějšího typu, jak je ostatně

běžné např. v publikacích Vysoké školy báňské – TU Ostrava a dalších institucí, zabývajících se stavařskou i hornickou tematikou. Termín *výstroj* je v odborných tunelářských textech velmi frekventovaný v nejrůznějších spojeních, a tudíž význam navrhované změny je dosti podstatný.

Jistou pomocí při opuštění mírně schizofrenního stavu, kdy vyhlášku č. 55 respektujeme, ale její základní terminologii programově nedodržujeme, nám může být to, že hornictví je oborem velmi blízkým tunelářství, jeho historie je však podstatně bohatší a i jeho terminologie je dostatečně přesná a ustálená. V takovém případě není od věci se poučít, pro mnohé z nás pouze napravit.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

54. GEOMECHANICKÉ KOLOKVIUM – SALCBURK (ŘÍJEN 2005)

The paper contains a brief commentary on the course of the 54th Geomechanical Colloquium held on 13 to 14 October 2005 in Salzburg, Austria. The professional level of this abundantly attended colloquium was very good, as usual. Owing to the organiser's goodwill, the CTuC chairman was allowed to deliver a short speech and invite the audience to the WTC 2007 in Prague, and to call for the papers to be submitted through the congress web pages www.wtc2007.org not later than 15/2/2006.

Ve dnech 13. až 14. října 2005 se v rakouském Salcburku konalo 54. Geomechanické kolokvium. Jedná se o každoroční významnou akci, na kterou přijíždí kromě mnoha odborníků z německy mluvících zemí stále více účastníků z ostatních zemí. Kolokvia se letos zúčastnilo skoro 700 osob. Také účast z České republiky byla významně vyšší než v roce 2005. Součástí akce byla i výstava (stánků bylo 39) a v sobotu následovala exkurze (původně měla směřovat na tunel Traunkirche, ale pořadatele z důvodu situace na stavbě nakonec uspořádali exkurzi na tunel Katschberg na dálnici na Villach).

Témata kolokvia byla čtyři a každému byl věnován jeden půlden. Ke každému tématu bylo předneseno 7 přednášek, vesměs velmi dobře připravených. Každé přednášce bylo věnováno i s krátkou diskusí cca 30 minut, což poskytlo přednášejícím dostatečný prostor k podrobné prezentaci. Témata byla následující:

- **Vliv orientace struktury horniny (ploch nespojitosti horninového masivu) na ražbu tunelů**
- **Mechanizovaná ražba**
- **Vliv podzemní vody na tunelování v měkkých horninách**
- **Poptávání projektových služeb v geotechnice**

PŘÍSPĚVKY K JEDNOTLIVÝM TÉMATŮM:

Ad. 1

Vliv orientace ploch nespojitosti na chování tunelů

Příspěvek popisoval deformace tunelu při různých orientacích ploch nespojitosti. Výsledky pozorování na stavbách porovnával s 2D a 3D matematickým modelováním při použití podobné kombinace parametrů.

Vliv orientace struktury horniny při ražbě tunelu Strengen

Při ražbě tohoto důležitého tunelu na rychlostní komunikaci S16 z Innsbrucku do Bregenz se projevil velké deformace, které byly největší v místech, kde směr hlavních ploch nespojitosti byl skoro či úplně rovnoběžný se směrem ražby. Deformace dosáhly až cca 80 cm. V této části tunelu vzrostla cena běžného metru až pětinašobně oproti základní ceně. Závěr předpokládá, že by volbou alternativní trasy, která by v menším rozsahu sledovala směr ploch nespojitosti, bylo možné snížit náklady stavby.

Analýza charakteristických deformačních schémat v tunelu Trojane ve Slovinsku

Tunel Trojane byl ražen ve velmi komplikovaných a různorodých geotechnických podmínkách. V příspěvku byly prezentovány čtyři různé případy charakteristické pro určitou významnější délku ražby. Pro každý případ byly uvedeny předpokládané důvody pro konkrétní chování horniny. V prvním případě byly například komentovány

neobvyklé podélné deformace 10 až 15 cm, které se projevil ve 120 m dlouhém úseku tunelu.

Ražba pod malým úhlem skrz poruchové zóny v hlubokých alpských tunelech

Začátek ražby úseku Faído v gotthardském basickém tunelu se časově shodoval s prodloužením přístupového tunelu. Při jeho prodloužení se zjistilo, že prakticky kolmo prochází dvěma poruchovými zónami. Z toho vyplývalo, že ražby hlavních tunelů multifunkční podzemní stanice, která zde byla projektována, budou procházet těmito poruchami pod úhlem menším než 10°. Protože tento prostor se ukázal jako maximálně nevhodný, muselo být půdorysné uspořádání stanice změněno a její část byla odsunuta jižním směrem mimo poruchové zóny. Vlastní ražba v poruchových zónách byla velmi obtížná, těžké vystrojení bylo místy deformováno tak, že některé úseky musely být zmaňány.

Tunelování v anizotropní hornině – zkušenosti z úseku Sedrun gotthardského basického tunelu

Příspěvek se zabýval předpoklady a zkušenostmi z ražby v geotechnicky složitým mezilehlém masivu Tavetsch.

Vliv struktury horniny na ražbu pomocí TBM

Příspěvek se zabývá vlivem míry porušení horniny a orientace ploch nespojitosti na ražbu TBM.

Vliv struktury horniny na stabilitu hlubokého tunelu v Itálii (Vodní elektrárna Pont Ventoux)

Příspěvek vyhodnocuje obtíže při ražbě přírodních tunelů pro vodní elektrárnu ražených zčásti TBM a zčásti pomocí trhacích prací.

Ad. 2

Kmenový sběrač ve Vídni – EPB štít v centru Vídně pod říčkou Vídeň

Příspěvek popisuje stavbu kmenového kanalizačního sběrače s akumulací funkcí v centru Vídně. Tunel dlouhý 2,6 km byl ražen ve složitých geotechnických podmínkách a pod zástavbou.

Tunelování pomocí bentonitového štítu pod dunajským kanálem a pod Praterauen

Na prodloužení trasy metra U2 byl na úseku délky 1 750 m použit bentonitový štít. Při malém nadloží ve složitých podmínkách byly podcházeny dunajský kanál a silniční mosty.

Ražba mělkých tunelů na letišti Heathrow pomocí štítu o velkém průměru

Pro stavbu 1,3 km dlouhého automobilového tunelu pod provozovnými částmi letiště Heathrow byl vyroben štít o průměru 8,1 m firmou Herrenknecht. Ražba tohoto dvoutrubového tunelu souvisí s výstavbou 5. terminálu. Nadloží při ražbě dosahuje pouze 0,5 až 1,5 průměru štítu. Při ražbě se požaduje vysoká bezpečnost vzhledem k provozu letiště. Londýnský jíl může obsahovat v trase i zvodnělé písčité nebo šterkové polohy. Proto je štít navržen tak, aby mohl pracovat i s přetlakem vzduchu na čelbě.

Kabelový kolektor na hlavním nádraží v Grazu – Protlačování trub DN 3180 mm za otevřeným štítem

Zkušenosti z ražby 877 m dlouhého kolektoru v písčitéch a šterkových sedimentech nad hladinou podzemní vody.

Gotthardský basický tunel, severní část – zakázka Amsteg – Ražba TBM ve skalních horninách z pohledu dodavatele

Zakázka Amsteg zahrnuje úsek délky 11,35 km, kde se razí pomocí TBM dva jednokolejné tunely s plochou 71 m² a s raženým profilem 9,58 m. Ražba probíhá v geotechnicky příznivých podmínkách masivu Aar. Obtížná je ražba v poruše Intschi a horší geologie se očekává na jižním konci masivu.

Ražba úseku Bodio gothardského basického tunelu – Geotechnické a logistické problémy a jejich řešení

Úsek zahrnuje 2 x 30 km jednokolejných tunelů ražených z jednoho místa a s nadloží až 2 300 m. Současně se pracuje na 7 podzemních staveništích – najednou probíhá ražba západní a východní trouby, s odstupem se betonuje jejich definitivní ostění, razí se příčné spojovací tunely a betonuje se jejich definitivní ostění. To klade velké nároky na organizaci práce, větrání i logistiku a vyvolalo to také náklady ve výši 350 milionů švýcarských franků na zařízení staveniště a jeho infrastrukturu.

Compex – Support – Nová metoda ražby tunelů v tlačivých horninách pomocí TBM se segmentovým ostěním

Príspevek informuje o vývoji systému, který by použil stlačitelnou výplň mezi ostěním z prefabrikátů a horou při ražbě pomocí TBM. Pro výplň se předpokládá použití malty, která po ztuhnutí umožní stlačitelnost na 50 % původního objemu.

Ad. 3

Navrhování snižování hladiny podzemní vody u mělkých tunelů v zeminách – Zásady, geotechnický průzkum, vzájemné působení voda – zemina

Príspevek shrnuje nejdůležitější kritéria pro návrh snižování hladiny podzemní vody z pohledu bezpečnosti ražby tunelů. Zkušenosti vycházejí z masivního použití snižování hladiny podzemní vody i dodatečných opatření pro odvodnění čelby a horniny před čelbou (např. vakuování) v heterogenních poměrech na stavbě trasy metra U2 ve Vídni.

Použití NRTM pod hladinou podzemní vody na stavbě podzemní dráhy v Mnichově

Různé možnosti, jak razit pomocí NRTM pod hladinou podzemní vody a jak zabránit přítoku podzemní vody čelbou tunelu, jsou popsány podle zkušeností se stavbou metra v Mnichově (4 příklady z posledních 10 let).

Řešení smluvních a cenových problémů vyplývajících z neočekávaných obtíží během ražby

Jedná se o obecný problém, kdy dodavatel je konfrontován s odlišnými geotechnickými poměry oproti zadání. To se týkalo také železničních tunelů ražených v celkové délce 1740 m na tunelu Lainzer ve Vídni. Príspevek doporučuje řešit odhad dodatečných nákladů analýzou tzv. „learning curve“ a porovnáním předpokládaných a skutečných hodnot.

Stavba tunelu podél řeky Rýn – severojižní trasa metra v Kolíně nad Rýnem

Největší obtíž způsobila realizace přestupního místa Bechergasse, kde muselo být použito několik metod výstavby v krátkém úseku. Příprava pro ražbu štíty byla zabezpečena pomocí tryskové injektáže.

SILNIČNÍ KONFERENCE 2005

Mr Petr Vozarik, chairman of the Tunnel magazine Editorial Board, informs about the Road Conference 2005, which was held by the Czech Road Society on 18 and 19 October in the well-known resort town of Karlovy Vary. The attendance of professionals was high, exceeding 800; 72 exhibitors were present. Significant items of the negotiations were the further advance of the development of the highway and road network in the CR, and possibilities of utilisation of PPP systems of funding the projects.

Naše partnerská organizace Česká silniční společnost, ve které vykazuje výraznou činnost také tunelářská sekce, uspořádala ve dnech 18. – 19. 10. 2005 v pořadí už 13. konferenci. Místem konání byly tentokrát Karlovy Vary – hotel Thermal. Územně sice v oblasti

Rozšíření na konečný profil mezi dvěma štítovanými troubami bylo provedeno konvenční metodou. Přitom hladina podzemní vody zde sleduje hladinu řeky Rýn a kolísá v rozsahu 6 m. Ochrana budoucí spodní klenby výrubu byla zajištěna v předstihu pomocí zmrazování prováděného ze štól ražených mikrotuneláží.

Tunel na silnici A19 ve Flimsu – odvodňování horniny jako technický problém

Součástí stavby obchvatu známého turistického střediska Flims ve Švýcarsku jsou 2,9 a 0,5 km dlouhé tunely. Byly raženy v horninách i zeminách různého charakteru s výraznou přítomností vody. Velmi obtížná byla ražba ve vodou nasycených zeminách velkého sesuvu nebo v jemnozrnných zeminách obsahujících čočky zvodnělých písků. Ve 2,2 km dlouhém úseku ražby ve vápencích působily obtíže výtoky vody z krasových dutin. V závislosti na ročním období kolísá výtok z portálů od 100 do 1 000 l/sec. Tato voda odváděná drenážním potrubím i po dokončení stavby bude přiváděna na malou vodní elektrárnu.

Stabilita čelby při ražbě štítem pod řekami, které jsou ovlivňovány přílivem a měním se pórovým tlakem

Aktivní podpora čelby při ražbě pomocí štítů závisí na vodním tlaku, kterým podzemní voda působí na čelbu. Zvláštní případ jsou ražby pod řekami, které jsou ovlivňovány přílivem a odlivem, jako byly tunely pod Labem v Hamburku, pod Temží a pod Weserou.

Koncept použití tryskové injektáže pro ražbu tunelů

V údolí Innu pod Insbrukem probíhá stavba vysokorychlostní železnice. Tunely u Stansu a Fritzensu se budou razit pod přetlakem vzduchu v kombinaci s masivním použitím tryskové injektáže. Proti úniku vzduchu se tryskovou injektáží z povrchu také zřizují příčné přepážky a ražený tunel se tím dělí na jednotlivé části délky 20 m.

Ad. 4 (zde uvádíme pouze názvy příspěvků)

- Význam výběrových řízení založených na posuzování kvality nabídky
- Kritické posouzení stávajících přístupů
- Předpoklady správného zadávání
- Návod pro zadávání geologických prací a výkonů
- Návrhy a komentář k zadávání
- Výběr a kritéria hodnocení z pohledu kontrolního orgánu pro zadávání zakázek
- Zadávání zakázek – požadavky kvality, objektivita a důvěry
- Význam kvalitních výběrových řízení

ZÁVĚR

Tradičně dobrá kvalita příspěvků byla potvrzena diskusí ke každému přednesenému tématu. Všechny příspěvky jsou publikovány v časopise Felsbau 5/2005. Zástupci ČTuK informovali účastníky kolokvia o připravovaném kongresu WTC2007 v Praze a vyzvali přítomné k podávání abstraktů na internetových stránkách kongresu. Kolokvium je nejen dobrou příležitostí k získání nových technických zkušeností, ale i společenským setkáním odborníků z mnoha zemí. Využili jsme proto příležitosti a domluvili s rakouskými kolegy možnost postkongresových exkurzí na tunelové stavby v Rakousku.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ING. LIBOR MAŘÍK,
ING. MARTIN SRB

neprobíhá žádná výstavba dálnice nebo tunelu, ale problematika výstavby dalších dopravních staveb na rychlostních komunikacích či silnicích I a III třídy je velmi živá.

Na konferenci nebyla projednávána jen výstavba a rekonstrukce silnic, ale také velmi vážně problematika údržby, která v tomto kraji je obzvlášť velmi závažná, vzhledem ke klimatickým a morfologickým poměrům.

Zájem odborníků o konferenci zase přesáhl magické číslo 800 a počet vystavovatelů se ustálil na čísle 72. Generálním partnerem konference byly Stavby silnic a železnic, a. s., hlavním partnerem Metrostav a. s. Z dalších účastníků z okruhu ITA/ATES to byly SMP CZ, a. s., Stavební geologie, a. s., Metroprojekt, a. s., a ŽS Brno, a. s.

V úvodním bloku s projevy náměstka ministra dopravy a představitelů regionu se odrazila jednoznačná podpora výstavby pozemních komunikací, která pro rozvoj regionu není jiným druhem dopravy nahraditelná.

Referáty byly laděny v pořadí vládou schválené dopravní politiky ČR ze dne 13. 7. 2005, která deklaruje:

- co stát musí (mezinárodní vazby a smlouvy)
- co stát chce (bezpečnost, udržitelný rozvoj, ekonomika, ekologie, veřejné zdraví)
- co stát může (finanční aspekty)

Už tradičně očekávané projevy ředitele Státního fondu dopravní infrastruktury ing. Švagra a generálního ředitele Výstavby silnic a dálnic ČR ing. Petra Laušmana byly hlavně věnovány možnosti výstavby a údržby i zajištění finančních prostředků. Hlavní zdroj finančních prostředků z privatizace postupně v nejbližších letech ustane, je proto nutné v úrovni státní, politické i odborné reprezentace hledat jiné formy naplnění stability finančních zdrojů, aby byl plněn smělý plán výstavby, hlavně dálničních tahů, jejíž priorita je nezpochybnitelná.

Právě zajištění výstavby dálnic a rychlostních silnic je hlavním úkolem ŘSD ČR.

Z důležitých úkolů této organizace bylo zdůrazněno:

- Precizování systému zadávání veřejných zakázek dle zákona 40/2004.
- Informační podpora procesu a realizace „Jednotného systému dopravních informací pro ČR“, kam také patří projekt „Řízení tunelů“.
- Řešení neuspokojivé situace v legislativní přípravě, když v současné době dosahuje lhůty přípravy od územní fáze po stavební povolení 7 – 12 let.
- Financování zajištění v rámci Projektu výkonového zpoplatnění vybraných komunikací v ČR.

Co se bude prioritně stavět v roce 2006:

- výstavba dálnice D1, D3, D5, D8, D11 a D47 v dopravně nejnaléhavějších úsecích;

- výstavba silničního okruhu R1 kolem Prahy a rychlostních silnic R6, R7, R35, R48, R52 a R55 také v nejnaléhavějších úsecích;
- zlepšení stavu mezinárodních silnic a výstavba obchvatu měst u silnic I třídy;
- řešení závadných mostů.

Novým prvkem na konferenci byla deklarovaná problematika silničních projektů PPP v České republice, její pilotní projekty a příprava. Pro nejbližší období 2007 – 2008 jsou to úseky na D3 Bošilec – Úsilné a R52 Pohořelice – st. hranice ČR. V těchto úsecích nejsou tunelové objekty.

Již déle než rok platí „Národní strategie bezpečnosti silničního provozu“, jejímž cílem bylo razantní snížení počtu usmrcených a zraněných. Do této strategie patří i opatření řízení v provozu tunelů, kterým se zabývá tunelová sekce Silniční společnosti. V závěru referátu však bylo konstatováno, že bez komplexního řešení všech oblastí, nejen ve fázi výstavby a údržby, hlavně však v zapojení veřejnosti, nelze dosáhnout uspokojivých výsledků.

Už tradičně na konferenci ing. Tichý z ministerstva dopravy shrnul technické normy, předpisy pro pozemní komunikace vydané nebo novelizované v období 2004 – 2005. V návaznosti na geotechnickou problematiku se jedná o:

- Technické kvalitativní podmínky pro dokumentaci staveb PK (TKP-D) Pragoprojekt kapitoly 7 Tunely, podzemní stavby a galerie revize 2005
- Technické kvalitativní podmínky staveb PK (TKP) kapitoly 24 Tunely rev. 2005
- Metodický pokyn systém jakosti v oboru PR (SJ-PK) úplné znění 2005
- Technické podmínky MD-PK TP Bezpečnost v tunelech PK vč. analýzy rizik Eltodo 2005 VL 5 Tunely PGP 2006

ING. PETR VOZARIK, *Metrostav a. s.*

VELETRH A SEMINÁŘ IUT'05 LIVE

Mr Jiri Tvardek from VOKD a. s. informs about the IUT'05 LIVE event, which took place on 14 and 15 September 2005 in a Hagerbach testing facility near the Swiss town of Sargans.

Ve dnech 14. – 15. 9. 2005 se ve zkušebních štolách Hagerbach poblíž malebného švýcarského městečka Sargans konal veletrh a seminář IUT'05 LIVE.

V prvních dvou dnech měli návštěvníci veletrhu možnost zúčastnit se semináře zabývajícího se současnými zajímavými problémy podzemního stavitelství. Mezi nejzajímavější přednášky beze sporu patřil příspěvek ing. Christofa Sangerera na téma TBM – jednovrstvé nebo dvouvrstvé segmentové ostění. Všechny přednášky byly velmi

zajímavé a jsou v plném znění otištěny ve speciální edici časopisu Tunnel IUT 2005.

Druhý den semináře prof. Alfred Haack (bývalý prezident ITA) pozval všechny zúčastněné na světový tunelářský kongres WTC 2007 do Prahy. Při té příležitosti bylo prezentováno informační DVD vytvořené pro potřeby WTC 2005 v Istanbulu, které se setkalo s velkým ohlasem.

Dne 16. 9. 2005 měli účastníci konference možnost zúčastnit se technických exkurzí:

- Amsteg (úsek výstavby Gotthardského bázového tunelu)
- Uetliberg tunnel (obchvat Curychu)
- Faido (úsek výstavby Gotthardského bázového tunelu)
- Konference a veletrhu se zúčastnilo asi 30 zástupců z ČR.

ING. JIŘÍ TVARDEK, *VOKD, a. s.*

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA

TUNEL PANENSKÁ

K 8. říjnu byly kompletně ukončeny betonáže definitivního ostění obou ražených tubusů tunelu Panenská. K polovině října 2005 probíhala výstavba hloubených úseků před jižním i severním portálem. Na severu je vybetonováno 9 sekcí levého hloubeného tunelu a 4 sekce pravého tunelu. Před jižním portálem byla ukončena betonáž ostění v délce dvou sekcí na obou tunelech a připravuje se betonáž navazující galerie. Na obou portálech před hloubenými úseky se začaly stavět provozně-technologické objekty a přilehlé požární nádrže.

TUNEL LIBOUCHEC

V levém (západním) dvoupruhovém tubusu byly zahájeny betonářské práce na definitivním monolitickém ostění klenby tunelu. K polovině října 2005 bylo vybetonováno celkem 10 dvanáctimetrových sekcí. V předstihu před bednicím vozem byly prováděny mezilehlá foliová izolace a základové pasy. V sousedním pravém tunelu byly ukončeny ražby po odtěžení kaloty i jádra v délce 388 m. Propojení s hloubeným úsekem bylo provedeno v srpnu dotěžením východní části severní portálové jámy. Od jihu v této tunelové troubě probíhala

CZECH REPUBLIC

THE PANENSKÁ TUNNEL

As of 8 October, the casting of the final lining of both mined tubes of the Panenská tunnel has been completed. As of the middle of October, the work on the cut-and-cover sections before the southern and northern portals has been underway. The casting of 9 sections of the left tube and 4 sections of the right tunnel tube has been finished. The casting of two sections of each tube has been completed before the southern portal, and the casting of the adjacent gallery is being prepared. The work on operational and technological buildings and an adjacent fire-protection reservoir started at both portals, before the cut-and-cover sections.

THE LIBOUCHEC TUNNEL

Concrete casting operations started in the left (western) double-lane tunnel tube. The final in-situ concrete vault of the tunnel has been cast first. As of the middle of October, a total of 10 twelve metres long blocks has been completed. The intermediate waterproofing membrane is installed and strip foundation built in advance of the traveller formwork. The neighbouring right tube saw the completion of 388m of tunnel excavation after the completion of the top heading and core excavation. The eastern part of the northern portal excavation pit was dug in August, thus the cut-and-cover section was interconnected

betonáž základových pasů, kterých bylo vybudováno k datu sepsání aktualit celkem 48 metrů. Na severním portálu tohoto tunelu bylo montováno bednění pro betonáž klenby hloubené části tunelu.

TUNEL KLIMKOVICE

Na dálničním tunelu Klimkovice celkové délky téměř 1090 m jsou ražby z obou portálů v plném rozběhu. Z obou portálů brněnského i ostravského je prováděna ražba kaloty a v odstupu pak střídavě odtěžení levého a pravého jádra. Na brněnském portálu bylo vyraženo na tunelu A k datu aktuality 322 m kaloty a na tunelu B pak 372 m. Obdobně na ostravském tuneláři vyrazili 160 m, respektive 327 m kaloty. Tím byla již výrazně překročena více než polovina z celkové délky raženého tunelu. Navíc na ostravském portálu byla postavena betonovací forma na základových pasech a vyarmována první sekce klenby hloubeného úseku tunelu.

NOVÉ SPOJENÍ – VÍTKOVSKÉ TUNELY

Železniční tunely pro Nové spojení jsou v pokročilé fázi výstavby. Probíhají ražby jižního i severního tunelu z východního portálu. Jižní dvoukolejný tunel byl v kalotě vyražen v délce 477 m, na levé straně jádra bylo dosaženo délky 351 a na pravé pak 332 m. Severní tunel byl vystrojen primárním ostěním v délce 115 m a jádro bylo odtěženo a zabezpečeno 85 m od portálu. Úseky těsně přilehlé k východnímu portálu ražené v technologické třídě 5a mají vybetonovanou spodní klenbu.

TUNEL HNĚVKOV II

Tunel Hněvkov II je situovaný na nově rekonstruované a zčásti překládané železniční trati Zábřeh – Krasíkov. K 7. 10. byla dokončena betonáž definitivního ostění klenby hloubených úseků, takže tunel byl v hrubé stavbě dokončen v celkové délce 486 m. Před vjezdovým portálem (blíže Hněvkova) bylo prováděno zasítování skal v jeho blízkosti, na straně výjezdové se pak demontovala betonovací forma.

TUNEL VALÍK

Na obou tunelových rourách byla dokončena betonáž spodní monolitické klenby. Na jižní tunelové troubě probíhala betonáž klenby po desetimetrových zátěrech a v předstihu byly prováděny v proudě práce na mezilehlé izolaci a armatuře definitivního ostění. K polovině října bylo vybetonováno 225 m z 330 m celé délky ražené části tunelu. Na severní troubě byla prováděna úprava primárního ostění pod mezilehlou izolaci. Na pražském portálu byly dokončeny betonářské práce na hloubeném úseku tunelu v délce 30 a 25 m. Na rozvadovském portálu se začalo s betonáží klenby jižního hloubeného tubusu a probíhají práce na provozně-technologickém objektu a přilehlé požární nádrži.

TUNEL BŘEZNO

Probíhá ražba jednokolejného železničního tunelu z výjezdového droužkovického portálu sekvenční metodou. K datu sepsání aktuality bylo vyraženo 185 m kaloty. Po odtěžení jádra a dna tunelu byl profil uzavřen protiklenbou ve vzdálenosti 179 m od portálu. S ohledem na krátkodobě stabilní polohy jílů je vlastní ražení zajišťováno 16,5 m dlouhými „deštníky“ z 19 ks mikropilot, které se obnovují vždy po vyražení 12 m tunelu. Čelba je jištěna krátkým zatěžovacím klínem a v celém průřezu navíc systémem 32 ks laminátových kotev délky 16 m, které se osazují prostrádaně v počtu 8 ks vždy po vyražení 4 záběrových kroků délky 1 m.

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA BLANKA

Byla dokončena ražba severní průzkumné štoly pod parkem Stromovka v místě původní Šlechtovy restaurace. Na základě rozšířené potřeby ozřejmení geologických i hydrogeologických podmínek byla zahájena ražba větve průzkumné štoly v trase budoucí severní tunelové roury pod korytem řeky Vltavy. Z celkové délky 200 m bylo v polovině října vyraženo 65 m. Ražba probíhala při dodržování bezpečnostních opatření odsouhlasených s OBÚ Kladlo. Vzhledem k lokálním výskytům pevných, ale rozpučených poloh křemenců byly přítoky vody na předku štoly značné, a proto byly prováděny bezpečnostní předvrtky. Maximální přítok z předvrtky dosáhl hodnoty 8 l za sekundu.

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL SITINA

Výstavba tunela pokračovala budováním definitivních tunelových konstrukcí v oboch tunelových rúrach. Práce na sekundárním ostění a chodníkoch s kábovými trasami prebiehali tak, aby umožnili budovanie vozovky s cementobetónovým krytom v druhej polovici roku

with the mined section. Strip foundation has been cast in this tunnel tube, from the south. A length of 48m of the foundation has been completed as of the date of writing this news. The vault formwork for the cut-and-cover section of the tunnel is being assembled at the northern portal of this tunnel.

THE KLIMKOVICE TUNNEL

The excavation of the 1090m long highway tunnel Klimkovice from both portals is in full swing. The top heading excavation, followed at a certain distance by the core excavation (using a staggered left and right sequence) are proceeding from both the Brno and Ostrava portals. As to the Brno portal, 322m and 372m of the top heading excavation have been completed in the tube A and B respectively. Similarly, at the Ostrava portal, 160m and 327m of excavation have been finished. This performance means that significantly more than a half of the mined tunnel drive length has been finished. In addition, the installation of the vault formwork on the strip foundation has been completed, as well as the placement of the reinforcement of the first casting block of the cut-and-cover tunnel section.

THE NEW CONNECTION – THE VÍTKOV TUNNELS

The rail tunnels for the New Connection are in an advanced construction phase. The excavation of the southern and northern tunnel tube from the east portal is underway. The southern tunnel top heading excavation has been finished within a length of 477m; the left bench and right bench excavation reached 351 and 332m respectively. A length of 115m of the northern tunnel tube has the primary lining, and the core excavation and support has been completed up to a distance of 85 from the portal. The sections adjacent to the east portal (excavation class 5a) are provided with concrete invert.

THE HNĚVKOV II TUNNEL

The Hněvkov II tunnel is situated on the newly reconstructed and partly relocated rail line Zábřeh – Krasíkov. As of 7 October, the casting of the final lining of the vault in the cut-and-cover sections has been completed; the carcass work has been therefore finished at a total length of 486m. The rock slopes before the entrance portal (Hněvkov) are being covered with wire mesh; the formwork is being dismantled on the exit side.

THE VALÍK TUNNEL

The casting of the invert has been completed in both tunnel tubes. The vault is being cast in the southern tube (10m long casting blocks), with the installation of the waterproofing membrane and placement of reinforcement of the final lining carried out in advance. As of the middle of October, 225m out of the total mined tunnel length have been finished. The surface finishing of the primary lining is being performed to provide the substrate for intermediate waterproofing. Concrete casting of 30m and 25m long sections of the cut-and-cover tunnel tubes at the Prague portal has been finished. The casting of the vault in the southern cut-and-cover section has started on the Rozvadov portal side, and the work on the operational and technological buildings and an adjacent fire-protection reservoir continues.

THE BŘEZNO TUNNEL

The single-rail tunnel is being excavated from the Droužkovice exit portal, using the sequential method. As of the date of writing this news, 185m of the top heading excavation have been completed. Once the bench and bottom excavation has been finished, the profile is being closed by the invert, at a distance of 179m from the portal. With respect to the short-term stability of clay measures, the excavation is supported using 19 pieces of 16.5m long canopy tubes, installed every 12m of the tunnel excavation. The face is secured by a short supporting rock wedge, plus 32 pieces of 16m long glassfibre reinforced plastic anchors distributed within the whole area of the face, installed in a staggered manner, i.e. 8 pieces every 4m (4 rounds, 1m long each).

THE BLANKA EXPLORATION GALLERY

The excavation of the northern exploration gallery under the Stromovka Park has been completed in the location of Šlechta's restaurant. A new branch of the excavation started along the alignment of the future northern tunnel tube under the Vltava riverbed to satisfy the needs for more detailed information on the geological and hydrogeological conditions. About 65m of the 200m long drive has been completed. The safety measures approved by the OBÚ (regional bureau of mining) are implemented during the excavation. Water inflows at the face are high due to the occurrence of firm but broken quartzite layers. Safety pre-bores are drilled for that reason. Maximum flow from the borehole has reached 8 l per second.

SLOVAK REPUBLIC

THE SITINA TUNNEL

The tunnel excavation continued by erecting final tunnel structures in both tunnel tubes. The work on the secondary lining and walkways with

2005. Betonáž krytu vozovky bude vykonávat společnost Skanska DS v októbri a novembri. Na december 2005 budú plánované odovzdanie stavebnej pripravenosti pre montáž technologického vybavenia, čo bylo predpokladom možného uvedenia tunela do skúšobnej prevádzky už koncom roku 2006. Vyšším dodávateľom stavby je Združenie Taisei – Skanska, nominovaným subdodávateľom technologického vybavenia je Združenie Taisei – Eltodo.

TUNEL BŔRIK

Na základe rozhodnutia Úradu pre verejné obstarávanie musel investor, Národná diaľničná spoločnosť, a. s., zrušiť a opätovne vyhlásiť už opakovanú súťaž na zhotoviteľa prvého úseku diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce, dĺžky viac ako 8 km, ktorej súčasťou je tunel BŔrik s dvomi tunelovými rúrami dĺžky cca 1 km. Náklady na prvý úsek by sa mali podľa Národnej diaľničnej spoločnosti pohybovať medzi 4,0 až 4,7 mld. Sk.

TUNEL VIŠŇOVÉ

Medzinárodná súťaž na zhotoviteľa diaľničného úseku D1 Lietavská Lúčka – Turany, ktorý bude pilotným projektom v systéme verejnosúkromného partnerstva (PPP) by sa mala začať koncom októbra tohto roku. Podľa vládou odobreného návrhu na financovania projektov formou PPP, by mali stavebné náklady bez dane z pridanej hodnoty na tomto úseku presiahnuť 20 mld. Sk.

Diaľničný úsek má dĺžku zhruba 30 kilometrov, z čoho približne 7,5 kilometra tvorí tunel Višňové, ktorý by podľa aktuálnych informácií mal byť vybudovaný a uvedený do prevádzky s dvomi tunelovými rúrami vzhľadom na ustanovenia Európskej smernice pre bezpečnosť cestných tunelov a aktuálne dopravnoinžinierske prognózy. Pre určenie časového harmonogramu výstavby pilotného projektu bude rozhodujúci úsek Višňové – Dubná Skala, ktorý je najzložitejším úsekom vzhľadom na výstavbu tunelových rúr.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz (ČTuK)
ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk (STA)

cable ducts were organised with the aim of allowing the construction of the roadway with cement-concrete pavement in the second half of 2005. The road pavement will be cast by Skanska DS in October and November. The civil work should be completed to the extent allowing the installation of equipment to start in December 2005. This deadline is a prerequisite for starting the trial running of the tunnel at the end of 2006. The main contractor for the construction is the Taisei – Skanska Joint Venture, the sub-contractor nominated for the supply and installation of equipment is the Taisei – Eltodo Joint Venture.

THE BŔRIK TUNNEL

Based on a decision by the Úrad pre Verejné Obstarávanie (public contracting authority), the owner, Národná diaľničná spoločnosť a. s., was forced to cancel the public competition and publish a new call for bids for the first section of the D1 motorway from Mengusovce to Jánovce. The approximately 1km long twin-tube BŔrik tunnel is part of this over 8km long section. According to the Národná diaľničná spoločnosť, the cost of this first section is anticipated to range from Sk 4.0 to 4.7 billion.

THE VIŠŇOVÉ TUNNEL

The international tender proceedings for a contract for the D1 motorway section Lúčka – Turany, which will become a pilot project to be implemented in the framework of the Public Private Partnership (PPP) system, should start at the end of October 2005. According to the proposal for funding PPP projects approved by the government, the construction costs without VAT should not exceed Sk 20 billion. The motorway section is about 30km long, with the Višňové tunnel claiming 7km from the total length. According to current information, the tunnel should be built and commissioned with two tubes to comply with the European Directive on Tunnel Safety and with current traffic engineering prognoses. The deciding factor for the determination of the time schedule of this pilot project will be the Višňové – Dubná Skala section, which is the most difficult of all owing to the construction of the tunnel tubes.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz (ČTuK)
ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk (STA)

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE ITA/AITES REPORTS

PRACOVNÍ ZASEDÁNÍ ČTuK ITA/AITES

Pracovní zasedání ČTuK spojené s exkurzí na tunel Klimkovice se konalo ve středu 9. listopadu 2005. Více informací najdete na webových stránkách www.ita-aites.cz.

INFORMACE O STAVU PŘÍPRAVY ITA/AITES WTC 2007

Mr Georgij Romancov, the WTC 2007 Organisation Committee Chairman, informs Czech readers about current status of this congress preparation. Above all he mentions that a meeting of the Organisation Committee took place on 8 and 9 September 2005, with ITA/AITES General Secretary, Mr Claude Berenguier as a guest.

Important information:

- new e-mail address of the secretariat of the WTC 2007 Organisation Committee: office-wtc2007@metroprojekt.cz
- the deadline for submitting abstracts of papers for the WTC 2007 is 15 February 2006. The abstracts can be sent solely via the congress web page www.wtc2007.org
- 2nd Circular, which was printed at the end of October 2005, will be distributed all over the world (of course, it is also available on the above-mentioned web page)

Organizační výbor kongresu společně se správou sdružení zasedal ve dnech 8. a 9. září 2005, tentokrát ve složení rozšířeném o členy Slovenské tunelářské asociace a zčásti za účasti generálního sekretáře ITA-AITES, p. Claude Berenguiera. Zasedání se uskutečnilo na pozvání STA v Senci u Bratislavy, ve středisku firmy Doprastav. Text zápisu ze zasedání je k dispozici na webu ČTuK www.ita-aites.cz.

Vedle běžných záležitostí byly diskutovány a konkretizovány především otázky spojené s participací STA na přípravě kongresu. Spolupráce bude mnohostranná, a to zejména při přípravě odborného programu ve vědecké radě, v přípravě a realizaci postkonferenčních exkurzí i v celé řadě dalších oblastí včetně finanční. Účast p. Berenguiera byla velmi podstatná zejména proto, že mu bylo možné předložit k odsouhlasení některé důležité

materiály, které byly k datu konání zasedání připraveny a jsou nyní veřejně přístupné. Patří mezi ně především 2. cirkulář a webové stránky včetně přihlašovacích formulářů abstraktů příspěvků. Pan Berenguier vyslovil všem členům OV uznání za dobrý stav přípravy kongresu.

Dne 13. září se uskutečnila schůzka předsedy OV s předsedou ČKAIT Ing. Václavem Machem. Bylo dohodnuto, že v tiskových materiálech vydávaných ČKAIT bude možné zveřejňovat informace o WTC 2007, v bulletinech WTC bude umístěno logo ČKAIT a její představitelé budou spolupracovat při propagaci kongresu jak mezi svými členy, tak i v zahraničí. Pracovníci, kteří jsou zapojeni do přípravy WTC, jsou většinou současně autorizovanými osobami mnohdy aktivně působícími v ČKAIT. Z toho důvodu bylo konstatováno, že spolupráce a vzájemná informovanost jsou v tomto směru na všech úrovních trvale velmi dobré.

Poslední čtvrtletí roku 2005 je ve znamení výrazné akcelerace činnosti vědecké rady kongresu. Začínají docházet abstrakty příspěvků – připomínám, že je třeba zasílat je výhradně prostřednictvím webových stránek kongresu www.wtc2007.org, na nichž je umístěn digitální formulář, a že budou přijímány výhradně v angličtině (stejně jako příspěvky samotné a všechny ostatní přihlášky a prezentace). Konečný termín pro jejich přijetí je 15. únor 2006. Začal plně fungovat i sekretariát organizačního výboru kongresu, jeho e-mailová adresa je: office-wtc2007@metroprojekt.cz.

Koncem října byl vytištěn 2. cirkulář, který se v listopadu rozešle všem členům ČTuK, STA a dále do celého světa. Je také k dispozici na webové stránce kongresu.

Začátek roku 2006 bude opět ve znamení přípravy na světový kongres, který bude tentokrát v jihokorejském Soulu. Je to „poslední stanice“ před Prahou 2007, a tudíž na něm bude vrcholit naše informační a propagační kampaň. Organizační výbor a další zúčastnění na přípravě WTC 2007 proto věří, že všichni členové ČTuK, STA, ale i celá řada dalších orgánů, organizací i jednotlivců, majících zájem na úspěšné propagaci našich republik jak po stránce odborné, tak společenské a turistické, ke kampani svým dílem přispějí.

ING. GEORGIJ ROMANCOV, CSc.,
předseda OV WTC 2007 Prague

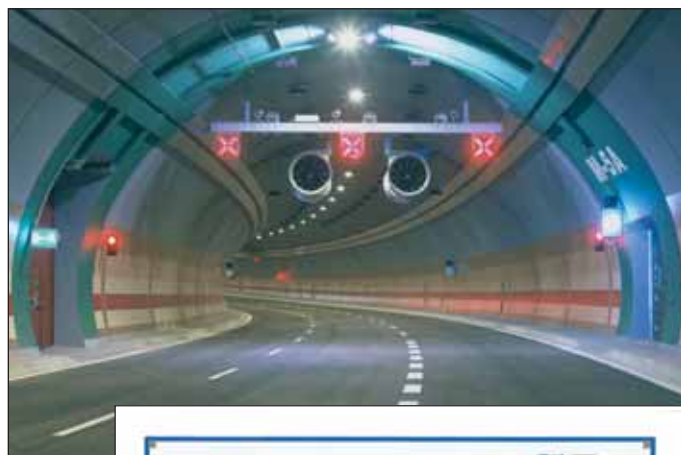
INFORMACE ČTUK ITA/AITES/INFORMATION FROM CTUC ITA/AITES

DOPRAVNÍ STAVBA ROKU 2005

The „Traffic Construction of the Year“ competition is organised by ABF, a. s., annually in the Czech Republic. Four constructions were awarded this title, with the Mrázovka Tunnel on the City Circle Road in Prague and the Optimisation of the railway line Krasíkov – Česká Třebová project containing 4 double-rail tunnels among them.

Soutěž Dopravní stavba roku 2005 je vyhlašována společností ABF, a. s., za účasti Ministerstva dopravy a spojů ČR a Státního fondu dopravní infrastruktury. Jejím cílem je seznámit nejširší odbornou i laickou veřejnost s úrovní dopravních staveb a infrastruktury. Stavby přihlášené do soutěže posuzuje odborná porota podle několika kritérií: ohleduplnosti k životnímu prostředí, technické náročnosti, provedení z hlediska uživatele a také podle efektivitavy stavby (finančních a časových parametrů). Pro nominaci bylo vybráno 12 staveb. Z nich, bez nároku na pořadí, titul získaly:

- **Rychlostní komunikace R 48, úsek Frýdek-Místek – Dobrá**
Investor: Ředitelství silnic a dálnic ČR
- **Tunel Mrázovka (Městský okruh v Praze, úsek Radlická – Strahovský tunel)** Investor: Hlavní město Praha, odbor městského investora MHMP
- **Optimalizace traťového úseku Krasíkov – Česká Třebová**
Investor: SŽDC, s. o.
- **Estakáda nad Bílinou, II/613 Žižkova ulice, Ústí nad Labem**
Investor: SÚS ÚK (SFDI)



OCENĚNÍ PUBLIKACE TUNEL MRÁZOVKA

The Tunnel Mrázovka publication, published by SATRA, s. r. o., was awarded during the FOR ARCH 2005 construction trade fair.

Publikace Tunel Mrázovka (vydala SATRA, spol. s r. o., 2004) získala hlavní cenu v soutěži Zlatá pečeť 2005 za nejlepší odbornou publikaci z oblasti stavebně-technické. Reprezentativní publikace byla oceněna zejména za působivé zdokumentování celé šíře technického řešení a průběhu výstavby včetně problémů, které každou takto náročnou stavbu nevyhnutelně provázejí.

Odborná porota hodnotila výběr tématu a přínos oboru, stejně jako kvalitu redakčního, grafického a knihářského zpracování. Vyhlášení výsledků soutěže proběhlo v rámci slavnostního galavečera mezinárodního stavebního veletrhu FOR ARCH 2005.

Redakční rada publikace Tunel Mrázovka touto cestou děkuje všem spoluautorům a spoluvůdčům, kteří se na přípravě a vydání podíleli. Věříme, že i toto ocenění bude pobídkou k další publikační činnosti.

JAKUB KARLÍČEK, jakub.karlíček@satra.cz, SATRA, s. r. o.

