

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010

UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

KEYNOTE LECTURE No. 2:

REALIZOVANÉ A PŘIPRAVOVANÉ PROJEKTY PODZEMNÍCH STAVEB V ČR OD ROKU 2004

UNDERGROUND CONSTRUCTION PROJECTS IN THE CZECH REPUBLIC: COMPLETED, UNDER CONSTRUCTION AND PLANNED FROM 2004

JOSEF ALDORF

1. ÚVOD

České podzemní stavitelství a hornictví, obory, které se vzájemně významným způsobem ovlivňují, mají dlouhou a slavnou historii, na svém kontě významné stavby i rozvoj školství, techniky a technologií a značnou personální provázanost ve všech dobách svého vývoje.

Konference Podzemní stavby 2010 navazuje rovněž na již dlouhou tradici, gradovanou pořádáním světového tunelářského kongresu v roce 2007 v Praze, který dočasně přerušil kontinuitu konferencí, nicméně významně přispěl k možnosti prezentovat úspěchy českého tunelářství a zhodnotit jeho vývoj a výsledky. Je dobrou tradicí na těchto konferencích představit vše, co se v mezidobí mezi jejich pořádáním v oboru událo, představit hlavní nově realizovaná díla a budoucí rozvoj. Na PS 2003 i WTC 2007 byly některé realizace (Mrázovka, metro, kolektory) představeny, v tomto příspěvku se budeme především věnovat nejvýznamnějším realizacím od roku 2003.

Zmíníme se také v kap. 3 stručně o haváriích při provádění podzemních staveb, kterým je vesměs při prezentacích věnována menší pozornost než tunelářským úspěchům. Určitě ale jsou součástí reálného života.

Tunelářské umění v českých zemích bylo vždy determinováno přírodními a geotechnickými poměry a ohraničeností rozsahu tunelových staveb. To na jedné straně vyžadovalo zvládat složité a velmi proměnlivé podmínky dané geologií českých zemí, na straně druhé relativně malými rozsahy staveb, které neumožnily rozvoj moderních technologií typu TBM. Tento stav přetrvával a prakticky přetrvává do dnešní doby, i když se začíná blýskat na lepší časy v projektech železničních koridorových tunelů (Praha–Beroun) nebo tunelů metra (trasa C Dejvice–Motol).

Charakteristickým rysem období, jehož stavby chceme představit, je především to, že prakticky všechny tunely i štoly jsou raženy a vyztužovány podle zásad a principů NRTM, která se stala prakticky jedinou tunelářskou metodou a která se technicky i technologicky stále rozvíjí a zdokonaluje. Významným prvkem tohoto rozvoje je i skutečnost, že české tunelářství rychle přejímá evropské a světové zkušenosti z aplikací této metody a samo k nim přispívá svým podílem.

Chceme-li představit reprezentativní stavby období let 2003 až 2010 a další plánované stavby, musíme použít jejich klasické rozřazení na tunely:

- silniční
- železniční
- ostatní tunely a štoly inženýrského určení (metro, kolektory, kanalizace apod.)

V oblasti **silničních a dálničních tunelů** bylo v ČR v roce 2009 v provozu celkem 11 800 m tunelů. Kromě starších, vesměs krátkých tunelů lze uvést jako nejreprezentativnější následující:

- tunel Valík (D5)
- tunel Panenská a Liboucheč (D8)
- tunel Klimkovice (D1)
- tunel Hřebeč a Liberec (I/35)
- tunel Pisárecký (VMO Brno)
- tunel Husovický (VMO Brno)

Je nutno uvést, že zprovozněním prvního dálničního tunelu v ČR, tunelu Valík v roce 2005, investorské organizaci (ŘSD ČR) přibyl nový úkol spočívající v povinnosti zajistit bezpečnost uživatelů tunelů z hlediska požární bezpečnosti a nebezpečí výbuchu. Tato okolnost vedla k rozsáhlým opatřením v oblasti projektování, výstavby a provozu, které před rokem

1. INTRODUCTION

The Czech underground construction industry and mining industry, which significantly affect one another, have a long and glorious history, having outstanding constructions and a well developed teaching system, technique and technology on their accounts and significant personal links during all periods of their development.

The conference "Underground Constructions 2010" is also a follow-up to the long term tradition, which was enhanced by the organisation of the World Tunnel Congress 2007 in Prague, which, on the one hand, temporarily interrupted continuity of the conferences but, on the other hand, greatly contributed to the opportunity to present achievements of the Czech tunnelling industry and appraise its development and results. It has become a good tradition in these conferences that they introduce everything that happened within the industry during inter-conference periods, present main newly implemented projects and outline the future development. Some principal projects (the Mrázovka tunnel, Prague metro, utility tunnels) were presented in the UC 2003 and WTC 2007. This paper is dedicated first of all to the most important projects which have been implemented since 2003.

We will, in addition, briefly mention in Chapter 3 incidents experienced during underground construction operations, which are usually paid smaller attention in presentations than tunnelling successes. But even these events are definitely parts of real life.

The development and tunnelling arts in Czech provinces have always been determined by natural and geotechnical conditions and by limitation of the extent of tunnel structures. For that reason it was necessary, on the one hand, to cope with complicated and very variable geological conditions existing in the Czech provinces and, on the other hand, to cope with the relatively small extent of tunnelling projects, which did not allow modern technologies, such as the use of TBMs, to develop. This lasted and practically exists even today, even though better times seem to be coming in the form of tunnels on railway corridors (Prague – Beroun) or metro tunnels (Line C from Dejvice to Motol).

A feature distinctive of the period the projects of which we want to introduce is, first of all, the fact that virtually all tunnels and galleries have been excavated and supported according to the NATM principles. The NATM, which has become practically the only tunnelling method, has been continually developed and improved. An important element of this development is also the fact that the Czech tunnelling industry has quickly learned lessons from the European and worldwide experience gained from applications of this method, and has contributed its own share to it.

If we want to introduce representative projects of the 2003-2010 period and other projects being planned, we must use the traditional division into:

- road tunnels
- railway tunnels
- other tunnels and galleries for civil engineering purposes (metro, utility tunnels etc.)

In the field of **road and motorway tunnels**, there were 11,800m of operating tunnels in the Czech Republic (the CR) in 2009. Apart from older, mostly short tunnels, the following tunnels can be presented as the most representative ones:

- Valík tunnel (D5 motorway)
- Panenská and Liboucheč tunnels (D8 motorway)
- Klimkovice tunnel (D1 motorway)

2005 nebyly v ČR aplikovány a které značnou měrou ovlivnily i investiční náklady na tunely.

Kromě provozovaných tunelů byla k roku 2009 v projekci nebo výstavbě řada dalších tunelů, ze kterých je zapotřebí uvést tyto:

- tunel 518 Suchdol a Rybářka (R1)
- tunel 519 Zámky (R1)
- tunel 511 Na Vysoké (R1)
- tunely 513 Komořany a 514 Lochkov
- tunel Prackovice–Radejčín (D8)
- obchvat Náchoda (I/33)
- tunel Dobrovského (VMO Brno)

} všechny na stavbě
dálničního okruhu
kolem Prahy

Celkem jde o 9400 m tunelů projektovaných a 11 500 m tunelů ve výstavbě.

V etapě vyhledávacích studií a investičních záměrů je řada dalších tunelů na silnicích I. třídy, rychlostních komunikacích i na dálnici D3. Jsou to tunely:

- Kubova Huť (I/4)
- Smržovka (I/10)
- Bílina, Rynoltice, Stráž nad Ohří (I/13)
- Jizerní Vteln (I/16)
- Plzeň (I/20)
- Železná Ruda (I/27)
- Turnov (I/35)
- Žďár nad Sázavou (I/37)
- Červený Kopec a Líšeň (VMO Brno)
- Bystřička (I/57)
- Dětrichov (R35)
- Vizovice (R49)
- celkem 9 tunelů na stavbě D3

Jejich délky nejsou dosud upřesněny, přesto svědčí o impozantních záměrech ŘSD ČR.

V další části příspěvku stručně představíme nejvýznamnější tunely dané do provozu od roku 2003 a tunely ve výstavbě.

Historie **železničních tunelů** v českých zemích sahá do poloviny 19. století (Třebovický tunel), které bylo v celé Evropě zlatým věkem tunelářství, do kterého vložili svůj um i mnozí čeští tuneláři, zejména zakladatel moderního tunelování prof. Rziha. Rozvoj železnice a železničních tunelů ukazují následující údaje:

Rozsah železniční sítě SŽDC (k 1. 1. 2009)

délka tratí celkem	9 486 km
elektrizované tratě	3 078 km
tratě normálního rozchodu	9 464 km
úzkorozchodné tratě	22 km
jednokolejné tratě	7 557 km
dvou- a vícekolejné tratě	1 890 km
mosty	6 691 ks
tunely	158 ks
celková délka tunelů	42 927 m

Současná doba je charakterizovatelná poměrně rozsáhlou projekční přípravou a výstavbou železničních tunelů, především na tratích tranzitních koridorů. Podobně jako ŘSD ČR i SŽDC se musí zabývat jak otázkami souvisejícími s investiční výstavbou tunelových objektů, tak i neméně důležitými otázkami zajištění bezpečného provozu tunelů.

Na tratích I koridoru byla rekonstruována řada dříve vybudovaných tunelů (Blanenské tunely, Nelahozeveské tunely), nejnověji realizován pak tunel Vepřek.

Přímo na II. tranzitním koridoru se nenacházejí žádné tunelové stavby, ale na spojení I. a II. koridoru na trati Česká Třebová–Přerov byly dva stávající tunely (Třebovický a Tatenický) zrušeny a na přeložce trati v úseku Třebovice–Krasíkov byly vybudovány tři nové tunelové objekty. Také v navazujícím úseku Zábřeh–Krasíkov byly vybudovány tři tunely. V tabulce 1 jsou uvedeny základní charakteristiky všech již t. č. provozovaných tunelů.

Tabulka 1 / Table 1

Tunel Tunnel	Celková délka (m) Total length (m)	Způsob výstavby Construction technique	Ražená část (m) Mined section (m)
Třebovický nový tunel New Třebovice tunnel	550	Podzemní stěny Diaphragm walls	Celý pod ochrannou konstrukcí top-down process
Krasíkov I	1098,3	NRTM	1030
Krasíkov II	140,65	NRTM	84,65
Malá Huba	332,4	NRTM	270,0
Hněvkovský I	186,0	NRTM	90
Hněvkovský II	452,2	NRTM	430

- Hřebeč and Liberec tunnels (I/35 road)
- Pisárky tunnel (Large City Circle Road in Brno – the LCCR Brno)
- Husovice tunnel (the LCCR Brno)

It is necessary to note that the owner of these projects (the Road and Motorway Directorate of the Czech Republic) had to undertake a new task when the first motorway tunnel in the CR (the Valík tunnel) was opened to traffic in 2005. The task comprises the duty to ensure safety of tunnel users in the field of fire safety and explosion risk. This condition led to extensive measures in the field of designing, construction and operation, which had not been applied in the CR before 2005 and which significantly affected also the capital costs of tunnels.

Apart from operating tunnels, many other tunnels were under design or under construction in 2009. The following ones are worth mentioning:

- 518 lot tunnels Suchdol and Rybářka (R1 expressway)
- 519 lot tunnel Zámky (R1 expressway)
- 511 lot tunnel Na Vysoké (R1 expressway)
- 513 lot Komořany and 514 lot Lochkov tunnels
- Prackovice and Radejčín tunnels (D8 motorway)
- a tunnel on Náchod bypass road (I/33 road)
- Dobrovského tunnel (the LCCR Brno)

} all of them
on the motorway
ring around
Prague

In total, there were 9,400m of tunnels under design and 11,500m of tunnels under construction there.

A range of other tunnels on primary roads, expressways and the D3 motorway are found in the stage of search studies and project concepts. The following ones are in question:

- Kubova Huť (I/4)
- Smržovka (I/10)
- Bílina, Rynoltice, Stráž nad Ohří (I/13)
- Jizerní Vteln (I/16)
- Plzeň (I/20)
- Železná Ruda (I/27)
- Turnov (I/35)
- Žďár nad Sázavou (I/37)
- Červený Kopec and Líšeň (LCCR Brno)
- Bystřička (I/57)
- Dětrichov (R35)
- Vizovice (R49)
- 9 tunnels in total on the D3 motorway construction

Even though their lengths have not been specified yet, they give evidence of the grand plans of the Road and Motorway Directorate of the CR.

In the following part of the paper we will briefly introduce the most important of the tunnels which have been opened to traffic since 2003 and tunnels which are currently under construction.

The history of **railway tunnels** in Czech provinces extends back to the middle of the 19th century (the Třebovice tunnel), which was the golden age of tunnelling throughout Europe. Even many Czech tunnellers, namely Prof. Rziha, put their skills in it. The development of railways and rail tunnels is shown by the following data:

The extent of railway network controlled by the Railway Infrastructure Administration (as of 1st January 2009):

total length of rail lines	9.486 km
electrified lines	3.078 km
standard gauge lines	9.464 km
narrow-gauge lines	22 km
single-track lines	7.557 km
double- and multiple-track lines	1.890 km
number of bridges	6.691
number of tunnels	158
total length of tunnels	42.927 m

The present time is characterised by relatively extensive design development and construction of rail tunnels, first of all tunnels on transit corridor lines. Similarly to the Road and Motorway Directorate of the CR, also the

Railway Infrastructure Administration must deal with both the issues associated with new construction of tunnels and no less important issues of ensuring safe operation of tunnels.

A number of tunnels built in the past on the Corridor I (the Blansko tunnels, the Nelahozeves tunnels) were reconstructed; the newest completed tunnel is the Vepřek tunnel.

No tunnel structures are found on the Transit Corridor II, but two existing tunnels (the Třebovice and the Tatenice tunnels) were cancelled on the Česká Třebová – Přerov line, connecting Corridor I with Corridor II, and three new tunnels were built on the track diversion in the section between Zábřeh and

Části III. a IV. koridoru, které nejsou souběžné s úseky I. a II. koridoru, jsou v současné době budovány. Na IV. koridoru v úseku Praha-Č. Budějovice se realizuje varianta, která obsahuje 10 tunelových staveb o celkové délce cca 7960 m (mj. tzv. 4 Votické tunely již v realizaci).

Z tunelářského hlediska je významnou stavbou rekonstrukce II. tunelové trouby Jablunkovského tunelu rozšiřovaného pro dvoukolejný provoz. Lze uvést, že geologické poměry u tohoto tunelu jsou srovnatelně obtížné jako byly u tunelu Třebovice v polovině 19. století. Do této geotechnické kategorie lze zařadit i u nás nejdelší tunel Březno u Chomutova (1758 m).

Počty stávajících železničních tunelů a specifikace podle jejich délek uvádí následující tabulka:

tunely do délky 350 m	124
tunely od 350 m do 1000 m, z toho	22
tunely nad 500 m	17
tunely nad 1000 m	6

Z kategorie ostatních podzemních staveb (štol a tunelů) je nutno zmínit především stavby kolektorů

- Vodičkova a Václavské náměstí
- kolektor Centrum (Ostrava)

a řadu realizovaných kanalizačních štol budovaných v posledních letech (Karviná apod.).

V této souvislosti je třeba uvést, že česká „kolektorová škola“ je na špičce v úrovni i rozsahu využívání podzemí pro infrastrukturní účely v zastavěných městských územích.

2. PŘEDSTAVENÍ NEJVÝZNAMNĚJŠÍCH TUNELŮ DOPRAVNÍ INFRASTRUKTURY VYBUDOVANÝCH V LETECH 2003–2009

V následující části budou představeny, podle našeho názoru, nejvýznamnější a nejzajímavější tunelové stavby dopravní infrastruktury, které byly dány do provozu v období let 2003–2009. Jde především o tunely Valík, Klimkovice, Nové spojení. Z ostatních tunelových staveb daných v tomto období do provozu je třeba připomenout tunely Panenská a Libouchec a nejdelší český železniční tunel Březno. Informace o těchto stavbách byly široce publikovány v čtvrtletníku Tunel a prezentovány v tunelářské veřejnosti při příležitosti tunelářských odpolední a na dalších seminářích. Stavby, které jsou před dokončením (tunel Prackovice a Radejčín) a stavby v současné době budované, jako např. tunel Blanka, tunel Dobrovského a Jablunkov, budou vesměs podrobně prezentovány na této naší konferenci.

2.1 Tunel Valík

Tunel Valík byl dokončen v roce 2005 a dán do provozu jako první dálniční tunel v dálniční síti České republiky na dálnici D5 Praha–Rozvadov.

Výstavba tohoto díla byla téměř 10 let zdrojem střetů mezi technickými odborníky a ekologickými aktivisty, což spolu s orgány státní správy a místních úřadů ovlivnilo stavbu jako takovou. Z hlediska bezpečnostního vybavení je tunel Valík zařazen do nejvyšší kategorie TA a dimenzován na intenzitu dopravy 18 125 vozů/24 hodin v jednom směru.

Z inženýrskogeologického a geotechnického hlediska byl tunel budován ve vrchu Valík v slabě metamorfovaných zvětralých až silně zvětralých proterozoických břidlicích. Hloubka navětrání a zvětrání se pohybovala od 3 do 20 metrů, což spolu se silným tektonickým postižením vytvořilo velmi náročné geotechnické prostředí pro ražení. Výška nadloží tunelu byla od 8 do 14 metrů, což zvláště komplikovalo ražbu a vyztužování a bylo také důvodem k tomu, aby byl podrobný geologický průzkum proveden pomocí ražených štol umístěné zhruba uprostřed budoucího středového tunelu.

Z hlediska konstrukce tunelu je tunel tvořen dvěma tunelovými rourami pro každý směr, každá tunelová trouba má dva jízdní pruhy šířky 3,75 m a 1 nouzový pruh šířky 3,25 m. Délka tunelu je 380 (JTT) a 390 (STT) m. Průjezdový profil je 4,8 m vysoký, mimořádně je možno dopravovat tunelem i náklad výšky 5,2 m. Šířka vozovky mezi obrubníky činí 11,5 m, chodníky mají šířku 1 m.

Obě tunelové trouby jsou uloženy těsně vedle sebe bez horninového mezipilíře, mají ale společný středový železobetonový pilíř (obr. 1). Toto řešení bylo zvoleno s ohledem na potřebu minimalizovat trvalé zábery pozemků u portálu a potřebu minimalizovat šířku poklesové kotliny na povrchu. Tímto řešením se tunel Valík stal výjimečnou konstrukcí v rámci českého tunelového stavitelství.

Ražba tunelu byla prováděna NRTM, přičemž prvním vybudovaným dílem byl středový tunel včetně středového pilíře (obr. 3). Základní členění výrubu bylo kombinované (vertikální boční stoly, kalota a opěří). Primární ostění bylo provedeno ze stříkaného betonu a příhradových oblouků Bretex 112-25, pravidelného svorníkování a sítí. Tloušťka primárního ostění byla 250 mm ze stříkaného betonu C20/25-XO. Z hlediska geotechnických podmínek a fyzikálně-mechanických vlastností hornin byla ražba zařazena do

Krasíkov. The Table 1 presents basic characteristics of all of the tunnels, which are today already in service.

Parts III and IV of the corridor, which do not run in parallel with sections I and III of the corridor, are currently under construction. A design variant comprising 10 tunnel structures at the total length of about 7,960m is being implemented on the Corridor IV section between Prague and České Budějovice (among others, the 4 Votice tunnels which are already under construction).

From the tunnelling point of view, the reconstruction of the 2nd tube of the Jablunkov tunnel, converting it into a double-track tunnel, belongs among important projects. It is possible to say that the difficult geological conditions of the tunnel are comparable with the difficulties encountered at the Třebovice tunnel construction in the middle of the 19th century. Even the longest tunnel in the CR, the Březno u Chomutova tunnel (1,758m) can be placed into this geotechnical category.

Numbers of existing rail tunnels distributed according to their lengths are presented in the following Table:

tunnels up to 350m long	124
tunnels 350m to 1000m long, of that	22
tunnels over 500m long	17
tunnels over 1000m	6

From the other underground structures category (galleries and tunnels), it is necessary to mention above all utility tunnel structures

- the Vodičkova and Wenceslas Square utility tunnels
- the Centrum utility tunnel (Ostrava)

and a range of sewerage galleries completed in recent years (Karviná etc.).

It is worthwhile mentioning in this context that the Czech “utility tunnelling school” is at the cutting edge in terms of both the level and the extent of using the underground in developed urban areas for infrastructural purposes.

2. INTRODUCTION OF THE MOST IMPORTANT TUNNELS OF THE TRANSPORTATION INFRASTRUCTURE BUILT IN THE 2003–2009 PERIOD

The following part of the paper introduces tunnel structures which were opened to traffic in the 2003–2009 period and which are, in our opinion, the most important and most interesting, namely the Valík, Klimkovice and New Connection tunnels. Of the other tunnel structures which were brought into service in this period, it is necessary to remember the Panenská and Libouchec tunnels and the longest Czech rail tunnel, the Březno. Information on these constructions has been broadly published in TUNEL quarterly journal and was presented within the tunnelling public on the occasions of Tunnellers' Afternoons and other seminars. The constructions which are just before completion (the Prackovice and Radejčín tunnels) and tunnels being under construction, e.g. the Blanka, Dobrovského and Jablunkov tunnels, will be presented in detail in this conference.

2.1 The Valík tunnel

The Valík tunnel on the D5 motorway between Prague and Rozvadov was completed in 2005. It was inaugurated as the first tunnel on the motorway network in the Czech Republic.

The implementation of this project was a source of conflicts between technical experts and environmental activists nearly for 10 years. These conflicts, together with activities of governmental agencies and municipal authorities, influenced the construction process. As far as the tunnel equipment is concerned, the Valík tunnel, which was designed for the traffic volume of 18,125 vehicles per 24 hours in one direction, has been assigned the highest category, TA.

From the engineering geological and geotechnical point of view, the tunnel was driven through Valík Hill, consisting of weakly metamorphosed, weathered to heavily weathered Proterozoic shales. The depth of weak weathering and weathering varied from 3 to 20 metres. This condition formed, together with heavy faulting, an environment which was very complex for driving a tunnel. The overburden height varied from 8 to 14 metres. This fact especially complicated the excavation and installation of support and was also the reason for which the geological survey was carried out by means of a gallery, the route of which roughly followed the centre line of the future central tunnel.

In terms of the tunnel design, the tunnel has two tubes carrying traffic in both directions. Each tube has two 3.75m wide traffic lanes and 1 emergency lane 3.25m wide. The tunnel tubes are 380m (STT) and 390m (NTT) long. The clearance profile is 4.8m high; loads up to 5.2m high are exceptionally allowed to pass through the tunnel. The curb-to-curb width of the roadway is 11.5m, the walkways are 1m wide.

The two tunnel tubes run alongside without a rock pillar between them, but they have a common central reinforced concrete pillar (see Fig. 1). This solution was chosen with the aim of minimising the plan area of permanent works

technologické třídy NRTM 5A. Ražba byla prováděna dovrchně, přičemž se ukázalo, že ostění průzkumné štoly velmi dobře zajišťovalo stabilitu čelby středního tunelu. Pro vlastní ražení tunelu bylo po zhodnocení výsledků geotechnického monitoringu rozhodnuto razit celou kalotu středního tunelu včetně opěrů na plný profil. Obdobně byly sloučeny dílčí výlomy v kalotě (4A, 4B a 5A a 5B – viz obr. 1 a 2) při ražbě tunelových trub.

S ohledem na geotechnické poměry a zcela mimořádné zatížení středního železobetonového pilíře byla v předstihu před jeho budováním provedena sanace horninového prostředí jak v podloží, tak i v nadloží pilíře pomocí kotev IBO R25 délky 6 m (strop) a trubkových mikropilot rovněž délky 6 m (obr. 3). Středový pilíř je vysoký 7,4 m a široký 3–3,58 m (dole/nahoře). Šířka pilíře ve středu výšky činí pouze 1,23 m (obr. 4). V horní i dolní části pilíře jsou provedena vybrání pro ukotvení primárního ostění a pro opření protiklenby do betonových patek. Délka bloku pilíře je 10 m, přičemž dělicí spáry jsou svislé bez zazubení, což umožňuje případné malé pootočení jednotlivých bloků.

Ražba vlastních tunelových trub byla vedena dovrchně (cca 40 % z rozvadovského portálu). Nejprve byly raženy boční štoly tunelových trub, následně hlavní kalota a opěrů. Ražba bočních štol předbílala ražbu kaloty o cca 20–30 m. Střední pilíř byl betonován vždy min. 40 m před čelbou kaloty tak, aby byla zaručena jeho pevnost. Stabilita čelby u všech dílčích výrubů byla zajišťována stříkaným betonem.

Rozpojování bylo prováděno převážně bez použití trhacích prací s mechanickým rozpojováním. Doba ražby každé z tunelových trub byla asi 7 měsíců.

Jako součást technologického postupu NRTM byl realizován geotechnický monitoring, který zajišťovala nezávislá firma. V rámci monitoringu byly sledovány vybrané parametry chování všech konstrukcí z hlediska dosažených varovných stavů a limitních hodnot. Zajímavé výsledky byly zaznamenány při měření zatížení středního pilíře pomocí dynamometrů, které ve většině případů potvrdily předpoklady statických řešení. Je třeba uvést, že případné naměřené odchylky od předem stanovených hodnot a trendů byly víceméně výjimečné a sloužily pro doplnění technologických postupů a vyztužování.

Závěrem je rovněž zapotřebí uvést, že před spuštěním provozu tunelu byly v tunelu Valík provedeny jako v prvním dálničním tunelu požární zkoušky pro ověření funkce větrání.

2.2 Tunely Nového spojení

Vítkovské tunely tzv. Nového spojení řeší napojení centra Prahy na budoucí vysokorychlostní trať z východu a severu ČR. Umožní také propojení příměstské a meziměstské dopravy napříč hlavním městem. Nové spojení je prakticky poslední stavbou úplné přestavby železničního uzlu Praha hlavní nádraží. Výstavba byla zahájena v roce 2004 a ukončena v roce 2008.

Tunely jsou tvořeny dvěma hloubenými úseky, ve kterých se ve společné otevřené jámě spojují jednotlivé železniční tratě s raženými tunely pod vrchem Vítkov. Na západní straně navazují na čtyřkolejnou estakádu a na východní straně na dvoukolejnou estakádu a trať v zářezu.

Směrově jsou tunely vedeny v podélné ose skalního hřbetu vrchu Vítkov. Osová vzdálenost paralelně vedených tunelů je průměrně 30 m a pod



Obr. 1 Západní portál v průběhu ražeb

Fig. 1 Western portal of the excavation

at the portal and minimising the width of the settlement trough on the surface. Owing to this solution the Valík tunnel has become an exceptional structure within the framework of Czech tunnel engineering.

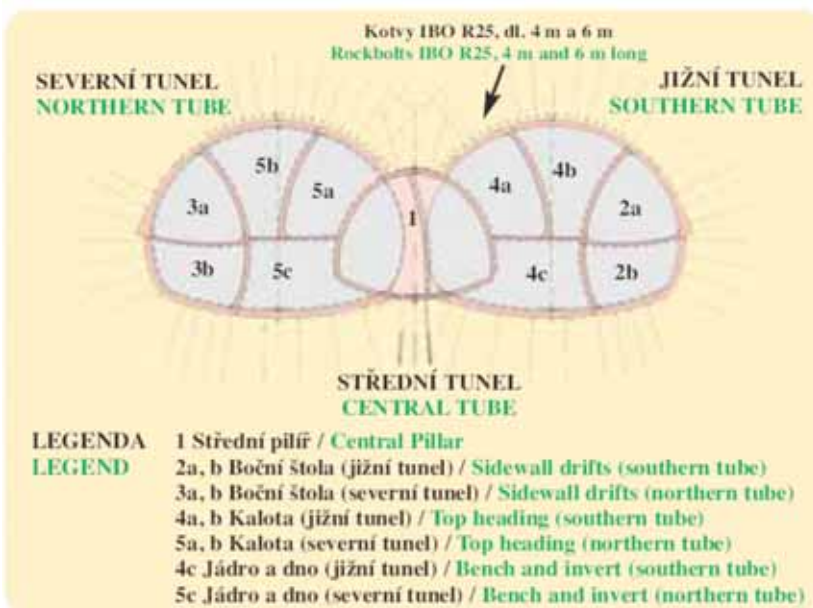
The tunnel was driven using the NATM, with the central tunnel including the central pillar being carried out as the first operation (see Fig. 3). The basic excavation sequence was combined (vertical sidewalls, top heading and bench). The primary lining consisted of shotcrete, Bretex 112-25 lattice girders, a system of rock bolts and mesh. The primary lining in C20/25-XO shotcrete was 250mm thick. Taking into consideration the geotechnical conditions and physical-mechanical properties of the rock mass, the driving was categorised as NATM excavation support class 5A. The tunnel was driven uphill. It became obvious during the excavation that the lining of the exploratory gallery provided very good stability of the central tunnel face. Regarding the tunnel excavation itself, the decision was made after evaluating results of the geotechnical monitoring that the top heading of the central tunnel be driven full face, together with the bench. Similarly, the partial top heading faces (4A, 4B and 5A and 5B – see Figures 1 and 2) of the main tunnel tubes were excavated in one go.

With respect to the geotechnical conditions and absolutely exceptional loads acting on the central reinforced concrete pillar, the rock mass in its bed and overburden was stabilised in advance of the construction of the pillar by 6m long IBO R25 anchors (in the roof) and 6m long tube canopy (see Fig. 3). The central pillar is 7.4m high and 3-3.58m wide (bottom/top). In the middle of its height, the pillar is only 1.23m wide (see Fig. 4). There are mortises in the bottom and the top of the pillar allowing the primary lining to be anchored and the invert to be propped against the concrete footings. The pillar casting blocks are 10m long; small angular rotation of individual blocks is possible thanks to the fact that there are no shear keys in the construction joints between them.

The tunnel tubes themselves were driven on an uphill gradient (about 40% up from the Rozvadov portal). Sidewall drifts were carried out first in the tunnel tubes, followed by the main top heading and bench. The sidewall drift headings were about 20-30m ahead of the top heading. The central pillar was always cast at a minimum distance of 40m ahead of the top heading face so that its strength was ensured. Stability of faces of all partial headings was provided by shotcrete.

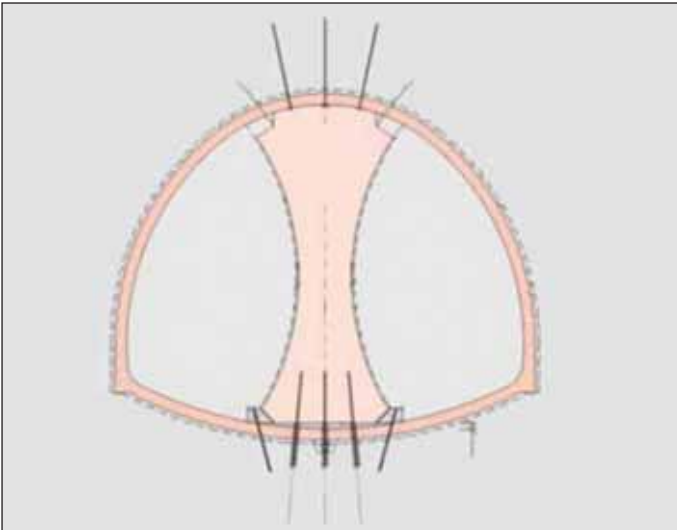
The rock mass was disintegrated mostly without blasting, using mechanical equipment. The excavation of each of the tunnel tubes took approximately 7 months.

Geotechnical monitoring, which was performed as a part of the NATM technological procedure, was carried out by an independent firm. The monitoring comprised the observation of selected parameters of behaviour of all structures from the aspect of reaching warning states and limit values. Interesting results were recorded during the measurement of the loads acting on the pillar by means of tension dynamometers, which mostly confirmed assumptions of structural analyses. It is necessary to say that the contingent deviations from predetermined values and trends which were measured were more or less exceptional and were used for complementing the technological procedures and the reinforcing system.



Obr. 2 Členění výlomu tunelu Valík

Fig. 2 The Valík tunnel excavation sequence



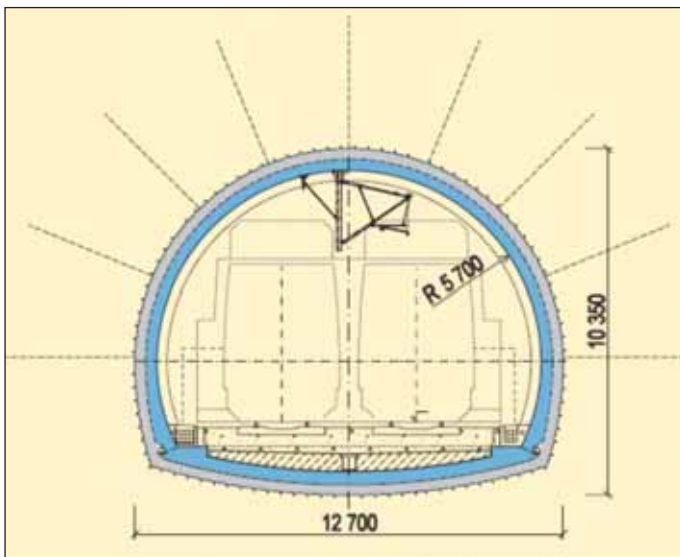
Obr. 3 Příčný řez středním tunelem se železobetonovým středním pilířem
Fig. 3 Cross-section of the central tunnel containing the central reinforced concrete pillar

objektem Národního památníku 42 m. Trasy jsou vedeny částečně v přísmě směru a ve dvou obloucích. Minimální sklon nivelety je 0,33 %.

Skalní prostředí, ve kterém byly tunely raženy, je tvořeno paleozoickými středně ordovickými šáreckými břidlicemi a dobrotivským souvrstvím ve facii skaleckých křemenců. Horniny jsou slabě metamorfované a podél puklin a povrchových zón jsou prohnětené až drčené. Úbočí svahu Vítkov je s výjimkou navážek tvořeno hlinitokamenitými svahovými sutěmi. Porušenost horninového masivu byla obecně podmíněna blízkostí pražského zlomu, který probíhá podél úpatí Vítkova a prochází přes pilíř stěn východních portálů. Tunely svojí délkou (JTT 1365 m, z toho 1250 m raženo, STT 1316 m, z toho 1150 m raženo) patří do první pětičky železničních tunelů v České republice. Portálové úseky hloubených tunelů jsou 58 m (západ) a 107 m (východ). Příčné rozměry a tvar tunelů jsou zřejmé z obr. 5.

Tunely jsou vzájemně propojeny čtyřmi chodbami, sloužícími jako únikové cesty vybavenými bezpečnostním zařízením (požární dveře, požární klapky, ventilátory). Do prostoru před vjezdový i výjezdový portál tunelu je umožněn přístup požárním vozidlům.

Tunely byly raženy podle zásad NRTM a primární ostění je ze stříkaného betonu C16/20 tloušťky od 0,2 do 0,3 m vyztuženého dvěma ocelovými sítěmi a ocelovými příhradovými oblouky BTX. Horninové prostředí bylo zpevňováno hydraulickými svorníky. Vlastní ražba byla prováděna v horizontálním členění výrubu. Délka záběrů se pohybovala od 1 do 2 metrů podle strukturálních poměrů horninového prostředí a v úsecích ohrožených nestabilitou stropu byly používány zavrtávané ocelové jehly. Vzdálenost výrubu kaloty a opěrky se pohybovala od 50 do 120 m. Maximální výrubová plocha v technologické třídě Va činila cca 108 m². Vlastní ražení bylo zčásti provedeno mechanickým rozpojováním



Obr. 5 Vzorový příčný řez
Fig. 5 Typical cross-section



Obr. 4 Výztuž železobetonového středního pilíře s pojízdným bedněním
Fig. 4 Reinforcement of the central reinforced concrete pillar and the traveling formwork

To conclude, it is also necessary to state that fire tests designed to verify functioning of the ventilation system were carried out in the Valík tunnel before its inauguration.

2.2 The New Connection tunnels

The Vítkov tunnels, which are parts of the so-called New Connection project, solve the problem of connecting the centre of Prague to future high-speed rail lines from the east and the north of the CR. In addition, they will allow commuter traffic and intercity transportation to be interconnected and pass across the capital. The New Connection is practically the last project of the scheme called Reconstruction of Prague Main Station Rail Junction. The construction work started in 2004 and was completed in 2008.

The tunnels comprise two cut-and-cover sections in which individual rail lines are connected in a common trench to mined tunnels running under Vítkov Hill. On the western side, the tunnels link to a four-track viaduct, while on the eastern side, they link to a double-track viaduct and an open-cut track.

The horizontal alignment runs on the longitudinal axis of the rock crest of Vítkov Hill. The distance between centres of the parallel tunnel tubes is 30m on average (42m under the National Monument). The horizontal alignment of the tubes is partially straight and partially on two curves. The minimum gradient of the alignment is 0.33 %.

The rock environment the tunnels were driven through comprises the Palaeozoic, Middle Ordovician Šárka Shale and the Dobrotiv Member in the Skalec Quartzite facies. The rocks are weakly metamorphosed; they are kneaded to crushed along fissures and fault zones. Apart from made ground, the Vítkov Hill's sloping flank consists of loamy-stony slope debris. The disturbed character of the rock mass was generally associated with the closeness of the Prague Fault, which runs along the bottom of Vítkov Hill and crosses the rock pillar at the eastern tunnel portal. With their lengths (STT 1,365m, 1,250m of this length mined; NTT 1,316m, 1,150m of that length mined) the tunnels rank among first quintuple of rail tunnels in the Czech Republic. The portal sections of the cut-and-cover tunnels are 58m (west) and 107m (east) long. Cross-sectional dimensions and geometry of the tunnels are shown in Fig. 5.

The tunnels are interconnected by four cross passages serving as escape routes. They are equipped with safety facilities (fire doors, fire dampers, fans). The areas in front of the entrance and exit portals are accessible for fire-fighting vehicles.

The tunnels were driven in compliance with principles of the NATM. The 0.2–0.3m thick primary lining is in C16/20 shotcrete reinforced by two layers of steel mesh and BTX steel lattice girders. The rock mass was



Obr. 6 Východní portál tunelů
Fig. 6 Eastern portal of the tunnels

v převážné délce použitím trhacích prací. Rychlost ražení omezená předpisy pro používání trhacích prací se pohybovala od 100 do 130 m plného profilu za měsíc.

Kromě portálových úseků, které vyžadovaly složité a mohutné zajištění, byl nejdůležitějším chráněným objektem Národního památníku s jezdeckou sochou Jana Žižky na vrchu Vítkov. Ražba probíhala cca 40 m pod tímto objektem a její příprava i kontrola vlivů tunelování vyžadovala velmi důkladnou kontrolu účinku tunelování. Lze uvést, že ani jezdecká socha, jejíž konstrukce nebyla v nejlepším stavu, ani velmi citlivé obložení stěn hlavního sálu Národního památníku nezaznamenaly žádné újmy.

Trvalé ostění bylo navrženo a realizováno s úseky s vyztuženým i nevyztuženým monolitickým betonem v poměru délek cca 50/50 % a bylo realizováno pomocí posuvných bednění o délce pasů 12,5 m. Druhou, velice citlivou a náročnou konstrukcí byly samotné portály (obr. 6, 7), kdy mezi



Obr. 7 Západní portál tunelů
Fig. 7 Western portal of the tunnels

strengthened by hydraulically expanded rock bolts. The excavation sequence consisted of top heading, bench and invert (the so-called horizontal sequence). The round length varied from 1 to 2 metres, depending on structural conditions of the rock environment. Self-drilling steel anchors were used in the sections which were threatened by instability. The distance between the top heading and bench excavation ranged from 50 to 120m. The maximum excavated cross-sectional area for excavation support class Va amounted to about 108m². The excavation itself was carried out partially mechanically, using the drill and blast technique in the major part of the length. The advance rate, which was reduced because of regulations restricting the use of blasting, varied from 100m to 130m of the full profile per month.

Apart from the portal sections, which required complex and massive support measures, the most important protected structure was the National Monument building with an equestrian statue of Jan Žižka on Vítkov Hill. The tunnel was driven roughly 40m under the monument and the preparation and checking of tunnelling impacts required very thorough monitoring of the tunnelling effects. It is possible to state that neither the equestrian statue, the structure of which was not in best condition, nor the very sensitive wall cladding in the main hall in the National Monument suffered any harm.

The permanent lining was designed and constructed with sections in reinforced concrete and sections in unreinforced, cast in situ concrete, with the ratio of approximately 50/50 per cent. The 12.5m long blocks were cast using travelling forms. The other very sensitive and difficult structures were the portals themselves (see Figures 6 and 7), where rock pillars originated between the cut-and-cover tunnels and mined tunnels with the minimum width of 3.5 to 10m. Walls of the pillars were formed by a 15 – 27m high double-stage, vertical, anchored micropile wall consisting of steel tubes. The micropile walls were stabilised by 8 – 22m long permanent cable anchors. The final treatment of the walls was carried out by shotcrete. The roots of anchors are fixed in the crown area of an old railway tunnel. For that reason exceptional attention was paid to the old tunnel lining during the anchoring and grouting operations. The use of the old railway tunnel is also interesting. It is expected that it will serve as a cycle track connecting the park existing in front of Praha Hlavní Nádraží station and the area of Balabenka.

2.3 The Klimkovice tunnel

The beginning of 2008 saw the inauguration of another section of the D47 motorway between Bílovec and Bohunín. This nearly 10km long section contains the Klimkovice tunnel. The tunnel itself is 1,080m long. It is found about 1km from the Klimkovice Spa grounds. If the tunnel had not been built, the area would have been inconsiderately and relatively drastically divided by the busy motorway. It will allow future development of this area, which can be termed a recreational and leisure zone.

The tunnel is a twin-tube structure with double-lane tubes.

Both tunnel tubes have identical spatial parameters of a T9.5 category unidirectional tunnel; the structural design is also identical. The carriageway passing through the tunnel is superelevated and the curb-to-curb width is 9.50m. The height of the clearance profile above the roadway is 4.80m. The minimum width of the walkways, running on both sides of the tunnel, is 1.10m. The net width of the tunnel is 12.204m (see Figures 8 and 9).

In the longer sections, both tunnels were driven through the rock mass, while in shorter pre-portal sections the cut-and-cover technique was used, with the tunnels built in open trenches and subsequently backfilled. The tunnel structures in the cut-and-cover sections have a single shell, with external umbrella-type waterproofing. The concrete vault blocks are supported by continuous longitudinal footings. In the mined sections, the tunnels are double-shell structures, with a closed intermediate waterproofing system.

The two tunnel tubes are interconnected by a total of five cross passages, which are intended to allow safe escape of people and to house the tunnel equipment. With respect to the anticipated truck traffic volume on the motorway, both tunnel tubes were provided with an emergency lay-by in the middle of their lengths. They were also provided with a necessary number of niches with SOS boxes, which are equally spaced throughout the tunnel length.

The longitudinal tunnel ventilation system uses reversible fans suspended from the crown of the vault.

The tunnel excavation passed through the bedrock formed by the Non-Productive Carbonaceous – Culm Measures. A combination of pelitic claystone and siltstone with greywacke and subgreywacke in the form of flysh measures (see Fig. 10) was typical of the rock environment. This rhythmical flysh alternation of claystone and sandstone posed geotechnical problems.

The angle of dipping of the measures slightly changed along the tunnel route (60°–70°). The measures were interwoven with numerous discontinuities, which were mostly perpendicular to the bedding planes. Five significant weakness zones were identified, cutting the tunnel alignment at an angle. Ground water was mainly bound to fissures and tectonic disturbances.



Obr. 8 Pohled do tunelu (foto Pechman)
Fig. 8 View down the tunnel (photo Pechman)

hloubenými a raženými tunely vznikly horninové pilíře min. šířky od 3,5 do 10 m. Stěny pilířů byly tvořeny dvoustupňovou svislou kotvenou mikropilotovou stěnou z ocelových trubek s výškami od 15 do 27 m. Pro stabilizaci mikropilotových stěn byly použity trvalé lanové kotvy délek od 8 do 22 metrů. Konečná úprava stěn byla provedena ze stříkaného betonu. Kořeny kotev jsou upnuty do klenbových oblastí starého železničního tunelu, a proto byla při jejich instalaci a injektování věnována mimořádná pozornost i ostění starého tunelu. Rovněž budoucí využití starého železničního tunelu je zajímavé, protože se předpokládá, že bude sloužit jako cyklostezka spojující park před stanicí Praha hlavní nádraží a oblast Balabenky.

2.3 Tunel Klimkovice

Začátkem roku 2008 byl slavnostně uveden do provozu další úsek budované dálnice D47 Bílovec–Bohumín. Na tomto úseku dlouhém necelých 10 km se nachází i tunel Klimkovice. Tunel samotný je dlouhý 1080 m a nachází se ve vzdálenosti asi 1 km od objektu klimkovických lázní. Pokud by nebyl tunel realizován, bylo by území nešetřné a poměrně drasticky rozděleno frekventovanou dálnicí. Do budoucna umožní rozvoj tohoto území, které lze vzhledem k poloze a charakteru označit za rekreační a oddychovou zónu.

Tunel je veden ve dvou samostatných tunelových rourách, které jsou řešeny jako dvoupruhové.

Oba tunely mají stejné prostorové parametry jednostranného dvoupruhového tunelu kategorie T9,5 a stejné konstrukční uspořádání. Dopravní pás v tunelu má jednostranný příčný sklon a šířku mezi obrubníky 9,50 m. Výška průřezného průřezu nad vozovkou je 4,80 m. Oboustranné chodníky mají šířku minimálně 1,10 m. Tunel má světlou šířku 12,204 m (obr. 8, 9).

Oba tunely byly v delších úsecích raženy ve skalním masivu, v kratších příportálových úsecích byly budovány jako hloubené v otevřených stavebních jamách s následným přesypáním. V hloubených úsecích jsou konstrukce tunelů jednoplášťové, s rubovou deštníkovou hydroizolací a s uložením jednotlivých klenbových pásů na průběžných podélných základových pásech. V ražených úsecích jsou konstrukce tunelů dvouplášťové, s uzavřenou mezilehlou hydroizolací.

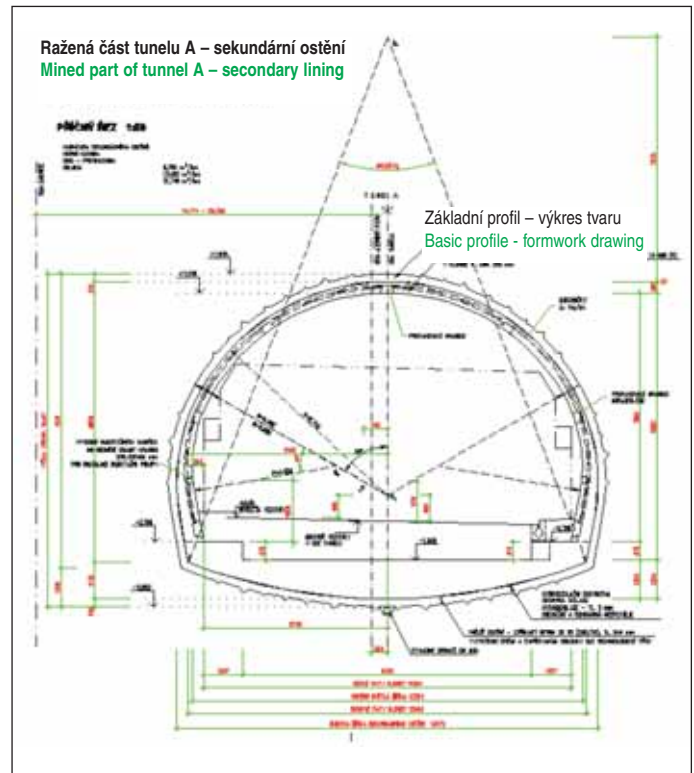
Obě tunelové roury jsou propojeny celkem pěti tunelovými spojkami určenými pro bezpečný únik osob a pro technologické vybavení, uprostřed délky opatřeny nouzovým zálivem. V nezbytném počtu jsou rovněž opatřeny výklenky s SOS skříněmi, rovnoměrně umístěnými po délce tunelu.

Větrání tunelů je řešeno jako podélné, pomocí reverzních ventilátorů zavěšených ve vrchlíku klenby.

Ražba tunelu probíhala ve skalním podloží neproduktivního karbonu – kulmu. Typickým horninovým prostředím byla kombinace pelitických jílovců a prachovců s drobnými a drobnými pískovci ve formě flyšových souvrství (obr. 10). Rytmičké střídání jílovitých a pískovcových vrstev přináší geotechnické potíže a problémy.

Sklon vrstev se v průběhu ražení mírně měnil (60° – 70°) a byl protkán častými nespojitostmi, většinou kolmo k vrstevnatosti. Bylo indikováno pět významných poruchových pásem procházejících šikmo k ose tunelu. Podzemní voda byla vázána především na pukliny a tektonické poruchy.

V obou hloubených úsecích u portálu byly velmi složité geologické poměry dané výrazným hloubkovým zvětráváním hornin, rozsáhlými poruchovými pásmi a fosilními sesuvy.



Obr. 9 Geometrie tunelu
Fig. 9 Tunnel geometry

Geological conditions within both cut-and-cover sections were very complicated due to deep weathering of the rock mass, extensive weakness zones and fossil landslides.

Both pre-portal construction trenches were excavated in Quaternary soils and Culm rock. Secondary loess and clayey deluvial sediment prevailed among the soils.

Hydrogeological conditions in the rock mass were relatively favourable for the excavation. An impact on the stability of the excavation and development of overbreaks were recorded only exceptionally, when passing through an environment formed by siltstone, with water seeping along discontinuity surfaces.

The tunnel excavation was carried out using the NATM with the application of shotcrete; the so-called horizontal excavation sequence (top heading, bench and invert) was used. The first to be driven was the top heading, at full width, with the excavated area of about 65m² and the minimum height at the crown of 6.10m. The lower part of the excavated cross section was further divided into three parts. For geological and time-related reasons, all excavation in the top heading and bench was performed by the drill and blast technique.



Obr. 10 Strmě uložené aleuopelity v čelbě kaloty s antiformní strukturou vpravo (tunelová trouba B, km 141,864) (foto Stach)

Fig. 10 Steeply bedded aleuopelites at the top heading face, with an anti-form structure on the right-hand side (tunnel tube B, km 141.864) (photo Stach)

Obě příportálové stavební jámy byly hloubeny v kvartérních zeminách a kulmských horninách. Převažující zeminou byly sprašové hlíny a jílovité deluviální sedimenty.

Hydrogeologické poměry v horninovém masivu byly vzhledem k ražbě vcelku příznivé. Pouze výjimečně byl zaznamenán vliv na nestabilitu výrubu a vznik nadvýlomů v prostředí prachovců s průsaky vod podél ploch diskontinuit.

Ražba tunelu byla prováděna NRTM s uplatněním stříkaného betonu s horizontálním členěním výrubu. V prvním kroku byla ražena kalota v plné šířce, o ploše výrubu cca 65 m² a minimální výšce ve vrchlíku klenby 6,10 m. Dolní etáž profilu byla dále prostorově členěna na tři části. Z geologických i časových důvodů byl kompletní výlom realizován s použitím trhacích prací v plném profilu, a to jak u kaloty, tak i u opěří.

Primární ostění zajišťující výrub je ze stříkaného betonu s výztužnými ocelovými sítěmi, příhradovými oblouky a svorníky. Převládajícím typem zajištění výrubu bylo primární ostění IIIA, pro které v daném geologickém prostředí byl předepsán střední krok záběru 1,60 m a stříkaný beton třídy C20/25 s výztuží rubovou a lícovou sítí, doplněné navíc ocelovými příhradovými oblouky, v potřebném rozsahu opatřené svorníky, příkovením a jehlováním.

Po dobu výstavby byly v oblasti obou portálů vyhloubeny stavební jámy (Brno, Ostrava). Dělicím prvkem mezi raženou a hloubenou částí tunelu byly provizorní portály, na které navazovaly svahy stavební jámy. Provizorní portály i stěny stavebních jam byly jištěny kombinací dočasných technických opatření – železobetonovými převážkami, lanovými kotvami, tyčovými kotvami, hřebíky a stříkaným betonem vyztuženým ocelovými sítěmi KARI.

V portálových stěnách byly po obvodu zarážky budoucích tunelů zhotoveny ochranné mikropilotové deštníky a ochranné železobetonové límce.

V průběhu hloubení stavební jámy Brno pro hloubené části tunelů došlo k nárůstu vodorovných deformací pravého svahu, které byly spojeny s deštivým obdobím v červnu 2006.

Na základě statického posouzení bylo navrženo zajištění nestabilní části svahu, skládající se z odtěžení povrchových kvartérních vrstev a provedení dodatečné etáže tyčových kotev ze samozávrtných tyčí TITAN 40/20 délky 12,0m (obr. 11).

Definitivní ostění tunelu Klimkovice bylo provedeno jako železobetonové z betonu C30/37. Jako výztuž byly použity svařované obloukové nosníky z betonářské výztuže, výztužná KARI síť ve dvou vrstvách (rub a líc) a příložky z prutové výztuže. Základní délka tunelového pasu je 12 m.

Sekundární ostění tunelu Klimkovice má jedno prvenství – pro zvýšení protipožární odolnosti betonu klenby byl uplatněn beton s rozptýlenými polypropylenovými vlákny. Volba na toto řešení padla proto, že hrubší frakce kameniva do betonu byla na bázi drob. Zkoušky požární odolnosti betonu potvrdily oprávněnost tohoto rozhodnutí – zkoušený železový beton sekundárního ostění vyhověl.

Pro sledování interakce ostění horninového masivu byl v intencích NRTM zpracován projekt geotechnického monitoringu, který zahrnoval řadu měření parametrů této interakce a podle výsledků měření byl proces ražení a vyztužování řízen. Zajímavostí z hlediska měření a prakticky prvním použitím tohoto měření v oblasti dálničních tunelů byla instalace teplotních a tenzometrických čidel v sekundárním ostění a měření teplot masivu ve vzdálenosti 1 m za ostěním.

Dlouhodobé sledování teplotního spádu ukazuje, že rozdíl teplot na rubu a líci sekundárního ostění obou monitorovaných bloků je max. do 3 °C. Měření poměrných přetvoření prokazuje, že sekundární ostění je zatím zatíženo pouze vlastní tíhou a změnami teploty. Dlouhodobý trend naznačuje pozvolný nárůst zatížení v čase.

Po celou dobu výstavby tunelu byl investorem ustaven poradní orgán RAMO (Rada monitoringu), která se pro všechny zúčastněné strany – investora i zhotovitele stala kvalitním a fungujícím nástrojem pro vyhodnocování observovaných veličin a řešení postupů ražeb i výstavby. Personální složení RAMO zajišťovalo jak jeho nezávislost, tak přímý vliv na zhotovitele obou tunelových trub.

Slavnostního uvedení tunelu do provozu se zúčastnila řada oficiálních osobností investora ŘSD, zhotovitelů (Subterra, Metrostav) a zástupců MS kraje a obce Klimkovice (obr. 12), která nejvíce pocítuje následné snížení dopravní zátěže intenzivní dopravou na silnici I/47. Toto snížení je ještě výraznější po uvedení celé stavby dálnice do provozu v roce 2009.

Stavba tunelu Klimkovice byla v roce 2009 vyhodnocena jak na krajské, tak celostátní úrovni jako stavba roku (obr. 13).

The primary excavation support consists of shotcrete with lattice girders, steel mesh and rock bolts. The primary support class IIIA prevailed, comprising a C20/25 shotcrete layer, one layer of mesh on both surfaces, lattice girders and, in the necessary extent, rock bolts, anchors and forepoling. An average excavation round length of 1.60m was specified for this class.

Construction trenches were excavated in the Brno and Ostrava portal areas. The dividing elements between the mined part and cut and cover parts of the tunnel were formed by temporary portals, to which the slopes of the construction trenches were connected. The temporary portals and slopes of the construction trenches were supported by a combination of temporary engineering measures – reinforced concrete walers, cable anchors, rod-type anchors, dowels and shotcrete reinforced with KARI mesh.

Canopy tube pre-support with protective reinforced collars were installed at the portal walls, around the circumference of the future tunnel openings.

An increase in horizontal deformations of the right-hand slope, connected with the rainy period in June 2006, occurred in three measurement profiles during the excavation of the Brno-side construction trench excavated for the cut-and-cover tunnel parts.

The support of the unstable part of the slope was designed on the basis of a structural analysis. It consisted of the removal of the Quaternary surface layers and installation of an additional tier of rod-type anchors using 12.0m long TITAN 40/20 self-drilling rods (see Fig 11).

The final lining of the Klimkovice tunnel was carried out in C30/37 reinforced concrete. The concrete reinforcement consisted of lattice girders fabricated from concrete reinforcement bars, two layers of KARI mesh (on both surfaces) and strap pieces.

The Klimkovice tunnel is the first tunnel where the secondary lining was cast using polypropylene fibre reinforced concrete with the aim of increasing the fire resistance properties of the concrete vault. This solution was chosen because the coarser aggregate fraction was based on greywacke. Concrete fire resistance tests confirmed that this decision was justified – the secondary reinforced concrete lining satisfied the tests.

For the purpose of observing the interaction between the lining and the rock mass, a geotechnical monitoring design was carried out, following the NATM principles, comprising a range of measurements of parameters of the interaction; the tunnel excavation and excavation support installation process was controlled according to the results of the measurements. The installation of thermal and strain gauge sensors in the secondary lining and measurements of the rock mass temperature at the distance of 1m beyond the lining, which was the first application of these measurements to motorway tunnels, was one of the features of the measurements.

Long-term observation of the thermal gradient has shown that the maximum difference between temperatures on the outer surface and inner surface of the secondary lining of both blocks being monitored is up to 3°C. Measurements of average strain have proved that the secondary lining is for the time being loaded only by its own weight and loads induced by temperature changes. The long-term trend has suggested that the loads are slowly building up with time.

The owner established a Monitoring Board (MOBO), which acted throughout the construction period as an advisory body. It became a high quality and well functioning tool for all parties involved in the construction (on the client and contractor sides) for assessing the observed quantities and deciding on the excavation means and methods and construction processes. The personnel composition of the MOBO guaranteed both the independence of the board and the direct influence on the contractors for both tunnel tubes.

The ceremonial opening of the tunnel to traffic was attended by many official figures representing the owner (the Road and Motorway Directorate), contractors (Subterra, Metrostav), the Moravian-Silesian Region and representatives of the municipality of Klimkovice (see Fig. 12), which is most of all enjoying the reduction in the traffic volume resulting from the busy traffic on the I/47 road. This reduction is even more noticeable after the opening of the entire motorway to traffic in 2009.

The Klimkovice tunnel construction was awarded the title Construction of the Year at the regional level and the nationwide level in 2009 (see Fig. 13).

2.4 Centrum Utility Tunnel, Ostrava

Information on Centrum Utility Tunnel in Ostrava, the construction of which commenced in 2003 and was completed at the end of 2005, is presented first of all because of the complex natural environment in which the tunnel was built, and also because of the fact that this is the first utility tunnel housing sewers inside its cross section.

The ever increasing numbers of various utility networks in developed areas have virtually encountered limitations following from requirements for maintenance and repairs, which present ever more extensive interference with the life in a city and its traffic and social infrastructures. For these reasons, the process of transition of locating engineering networks to shallower



Obr. 11 Schéma rozmístění prvků monitoringu na části jižní stěny stavební jámy hloubeného úseku Brno společně s naznačenou lokalizací dodatečných opatření pro sanaci svahu (foto Stach)

Fig. 11 Layout of monitoring elements on a part of the southern wall of the construction trench for the Brno cut-and-cover section, together with locations of additional slope-stabilising measures (photo Stach)

2.4 Kolektor Centrum Ostrava

Informace o kolektoru Centrum v Ostravě, jehož stavba byla zahájena v roce 2003 a dokončena koncem roku 2005, jsou uváděny především z důvodu realizace tohoto díla ve složitém přírodním prostředí a také z důvodu, že tento kolektor je prvním kolektorem, který je využíván i pro vedení kanalizačních řadů v profilu kolektoru.

Vedení stále většího množství různorodých inženýrských sítí v zastavěných oblastech již prakticky narazilo na omezení daná požadavky na údržbu a opravy, která představují stále rozsáhlejší zásahy do života města a jeho dopravní a společenské infrastruktury. Z těchto důvodů již před více než 30 lety došlo ve světě a prakticky současně i v některých městech České republiky (Praha, Brno, Jihlava) k přechodu umístování inženýrských sítí do mělkých či hlubších podzemních děl – kolektorů – které řeší jak otázky zvětšeného počtu podzemních vedení, tak jejich údržby, oprav a doplňování. Kolektorová vedení bylo možno budovat z povrchu v otevřených výkopech nebo jako ražené štoly hornickým způsobem. Pozitivní zkušenosti provozovatelů ve městech, která k této koncepci přistoupila, vedly k úvahám využít tato díla mj. i k vedení kanalizačních řadů, které nejsou obvyklou součástí kolektoru.

Stav kanalizační sítě centra Ostravy vyvolal požadavek, aby současně s výstavbou kolektoru Centrum bylo řešeno i bezproblémové odvádění dešťových a splaškových vod. Původní studie řešení kolektoru v centru Ostravy navrhovala uložení nové kanalizační páteřní stoky v počtvě kolektorové chodby (obdobu řešení použitých v brněnských kolektorech). Tato koncepce umístění stoky vyvolala potřebu řešit problémy s přečerpáváním odpadních i dešťových vod, nutnost provozovat kanalizační čerpací stanice v centru města, výrazné zvýšení provozních nákladů kolektoru a problém návaznosti dalších etap kolektorizace v centru Ostravy.

Z těchto důvodů si generální projektant díla stanovil jako cíl zajistit gravitační odvádění splaškové i dešťové vody, což bylo řešitelné pouze



Obr. 12 Slavnostní přestřižení pásky (foto Pechman)
Fig. 12 Ceremonial cutting of tape (photo Pechman)

or deeper underground structures – utility tunnels – took place in the world and at the same time in some cities in the Czech Republic (Prague, Brno, Jihlava, Bratislava) over 30 years ago. The tunnels solve the issues of the increased numbers of underground networks, their maintenance, repairs and additions. It was possible to build utility tunnels either as cut-and-cover structures or as mined galleries using mining techniques. The positive experience gathered by operators in the cities which had approached this concept led to deliberations that these structures could be also used for housing sewers, which have not been common parts of utility tunnels.

The condition of the sewerage network in the centre of Ostrava brought about the requirement that the trouble-free evacuation of storm water and sewage be solved simultaneously with developing the Centrum Utility Tunnel. The original study for the utility tunnel in the centre of Ostrava proposed that the new trunk sewer be placed on the bottom of the utility tunnel (an analogy to the solution used in Brno utility tunnels). This concept of locating the sewer brought about the need for solving problems with pumping of sewage and storm water, the necessity to operate sewerage pumping stations in the centre of the city, a significant increase in operating costs of the utility tunnel and a problem of succession of other stages of utility tunnel constructions in the centre of Ostrava.

For the above reasons, the general designer for the works pursued an objective to ensure gravity evacuation of sewage and storm water. This could be solved only by locating the sewer in the space under the crown of the utility tunnel. This concept raised many doubts and comments regarding the long-term functionality, the construction itself and possibility of maintenance and repairs.

Centrum utility tunnel links to Poděbradova utility tunnel and is terminated by a connection to a sewer in the area of the New Town Hall in Ostrava. The utility tunnel is 1,657.88m long.

The utility tunnel was driven at the depth of about 10m, through a complicated natural environment which was characterised by the following geological profile:

- Pre-Quaternary bedrock at depths of 8-11m, consisting of Miocene plastic clays and claystone;
- Terrace gravel-sand layers of variable thickness (4-8m);
- a soft-consistency fluvial loam layer;
- anthropogenic deposits and fills.

The utility tunnel bottom was located on the interface between Miocene clays and terrace gravel-sands, or was embedded in the upper part of Miocene clays.

A utility tunnel profile with atypical increased height was used (see Fig. 14), taking into consideration the requirement for the tunnel height (4.5m) relating to the possibility to evacuate sewage and storm water gravitationally. As a result, the upper part of the utility tunnel excavation extended into fluvial loams and made ground. The water table was found virtually in all cases at the level of the excavated tunnel profile, sometimes reaching even up to two thirds of the excavated profile height.

The original predictions of the geological conditions along the utility tunnel route (based on the EGS) were mostly confirmed by the excavation.

Structural calculations were carried out to determine dimensions and composition of excavation support structures. They consisted of C20/25 sprayed concrete reinforced by steel lattice girders ASTA and two layers of mesh. The spacing of the lattice girders was 0.7m and 0.5m for the utility tunnel and chambers, respectively. Parameters of ASTA lattice girders and



Obr. 13 Pohled na vjezd do tunelu (brněnský portál) (foto Pechman)
Fig. 13 View of the tunnel entrance (the Brno portal) (photo Pechman)

umístěním kanalizačního řadu do prostoru přístropí (kaloty) kolektoru. Tato koncepce vyvolala řadu námitek i pochybností o své dlouhodobé funkčnosti, vlastní realizaci i možnosti provádět údržbu a opravy.

Kolektor Centrum navazuje na kolektor Poděbradova a je ukončen propojením na kanalizační řad v prostoru před Novou radnicí v Ostravě. Délka kolektoru činí 1657,88 m.

Kolektor byl ražen v hloubce cca 10 m ve složitém přírodním prostředí, charakterizovaném následujícím geologickým profilem.

- předkvartérní podloží v hloubkách 8–11 m tvořené miocenními plastickými jíly a jílovcí;
- vrstvami terasových štěrkopísků proměnlivé mocnosti (4–8 m);
- vrstva náplavových hlín měkké konzistence;
- antropogenní uložení a navážky.

Počva kolektoru byla lokalizována na rozhraní miocenních jílu a terasových štěrkopísků, případně zahloubena do horní části miocenních jílu.

Vzhledem k požadované výšce kolektoru (4,5 m), související s možností gravitačně odvádět odpadní a dešťové vody, byl použit poněkud atypický převyšovaný profil kolektoru (obr. 14), takže stropní část kolektoru byla v řadě míst ražena v náplavových hlínách a navážkách. Hladina podzemní vody prakticky ve všech případech výrazně zasahovala do profilu raženého díla, někdy až do výšky dvou třetin raženého díla.

Původně předpokládané geologické poměry (na základě IGP) v trase kolektoru byly ražením vesměs potvrzeny.

Statickými výpočty byly navrženy dimenze a skladba výztužných konstrukcí, pro které byl použit stříkaný beton C20/25 vyztužený ocelovými příhradovými oblouky ASTA a dvojitou mřížovinou. Vzdálenost výztužných oblouků byla 0,7 m u kolektoru a 0,5 m u komor. Parametry oblouků ASTA i tloušťka ostění závisela na geotechnických podmínkách a zatížení povrchu (dynamické zatížení těžkým provozem kamionů a tramvajů). Základní tloušťka vrstvy stříkaného betonu byla 250 mm, u komor kolektoru pak 300 mm.

Ražba díla probíhala s využitím klasických hornických technologií, pro ochranu stropu díla bylo vesměs aplikováno jehlování, příp. ochranné deštníky z injektovaných kotev. Zabírka při ražbě odpovídala vzdálenosti výztužných příhradových oblouků. Pro zajištění stability počvy v polotuhých jílech byly provizorně použity válcované nosníky s železobetonovým pažením, zajišťujícím roznos axiálních sil ze svislých stěn do podloží. Definitivní dno kolektoru bylo provedeno jako železobetonová armovaná deska s příčnými nosníky HEB (obr. 14).

Při ražbě kolektoru bylo zaznamenáno několik nepříznivých jevů vesměs souvisejících s nestabilitou antropogenních navážek, se zvodněnými oslabenými zónami apod. Prakticky po celou dobu stavby nedošlo k vykomínování stropních vrstev až na povrch, přestože některé zvláště exponované komory dosahovaly celkové výšky 7 m a byly raženy s malým krytím kolektoru za nepřerušného dopravního provozu (jízda trolejbusů a kamionů).

Pro napojení okolních budov byly vybudovány kolektorové chráničky propojující kolektor s budovami (obr. 15). Tyto chráničky byly provedeny bezvýkopově řízeným vrtáním z prostoru kolektoru. Do každé budovy byly připraveny chráničky pro topnou a pitnou vodu, plynovou přípojku, přípojku nízkého napětí a slaboproudu a pro kanalizační pří-

the lining thickness depended on geotechnical conditions and the loads acting on the surface (dynamical loading induced by heavy truck and tram traffic). The basic thickness of the sprayed concrete layers was 250mm and 300mm for the tunnel and chambers, respectively.

The excavation was carried out using traditional mining techniques, with spiling or forepoling consisting of grouted anchors providing the support of the excavation roof. The excavation round length corresponded to the spacing of the lattice girders. Rolled-steel sections with reinforced concrete lagging were temporarily used to stabilise the bottom in semi-stiff clay. They provided the transmission of axial forces to the sub-base. The final bottom of the utility tunnel was carried out as a reinforced concrete slab with transverse HEB beams (see Fig. 14).

Several unfavourable phenomena were registered during the utility tunnel excavation, which were mostly associated with the instability of the anthropogenic fills, water-bearing weakness zones etc. No "daylight" collapse happened practically throughout the construction time despite the fact that some exceptionally complicated chambers were up to 7m high and were excavated under a shallow cover, with the traffic (trolleybuses and heavy trucks) uninterrupted.

Protective sleeves were installed allowing connections to buildings (see Fig. 15). The sleeves were installed by means of a trenchless technique, directional drilling from within the utility tunnel. The protective sleeves for heating water and drinking water, gas connections, low tension and weak current connections and sewerage connections were prepared for each building. Sewerage services from street inlets were connected with the sewer in the utility tunnel via new connecting shafts, also by drilling without a need for digging trenches. The new connecting shafts make controllable connection of house services and street inlets possible and, at the same time, allow subsequent connection of new sewerage pipes. The existing storm water and sanitary sewers were connected in a phased manner to the new trunk sewer.

The overall utility tunnel equipment is shown in Figures 14 and 15. It is necessary to note that the length of drilling for protective sleeves exceeded 7km, in the conditions of the city centre containing a dense network of buried lines. The drilling operations were frequently complicated and delayed owing to the necessity to solve collisions with existing networks.

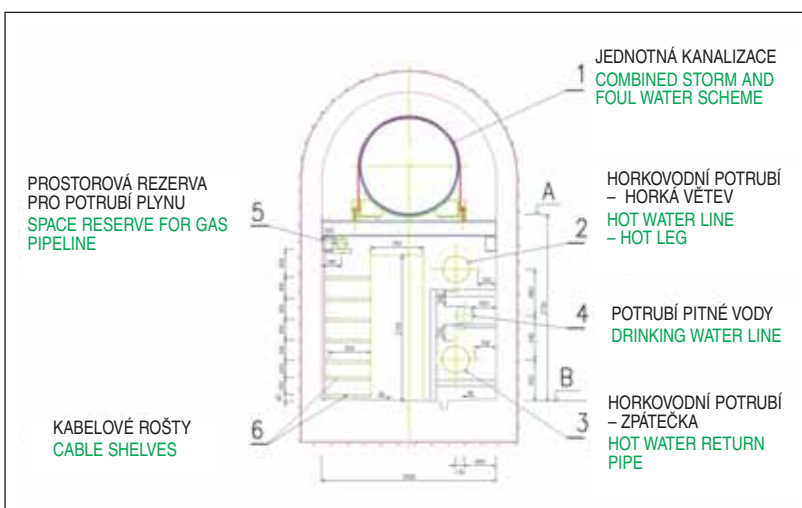
Owing to the installation of the sewerage pipeline inside the utility tunnel makes, gravitational evacuation of sewage and storm water is possible. The new sewer is placed under the existing sewerage throughout its route length, therefore phased turning over is possible. The lower part of the utility tunnel space houses a drinking water pipeline, 2 insulated heat pipelines (water or steam), a gas pipeline and cable trays.

Placing the sewer to the space of the utility tunnel calotte is a non-traditional and unique solution. This solution was chosen taking into consideration references submitted by the manufacturer of tubes and its capability to produce fittings and its own system of joining the tubes (Hobas glassfibre reinforced plastic tubes). Owing to the placement of the pipeline under the tunnel roof, the problem with the need to build pumping stations was removed. The DN 600 to DN 1400 sewerage pipeline was laid on steel supports, which structurally interact with the utility tunnel lining structure (see Fig. 16).

Owing to the spacing of the supports of about 2.8m, it was possible to use 2.8 and 5.6m long tubes. The tubes and fittings were transported to the utility tunnel via assembly shafts; all other handling of the tubes and fittings was by means of specially modified material trucks. The total of 1,265m of sewerage pipeline with 562 fittings was installed during the course of the construction. As far as water pipelines are concerned, the total of 1,494m of DN 150 – DN250mm and DN400 pipelines was assembled (pressure class PM10). Changes in directions in chambers and break points in the utility tunnel were performed using fittings which were produced on site from stainless steel.

Apart from the sewerage pipeline, there is a water pipeline located at the tunnel bottom. It lies on concrete supports. Stainless steel fittings were used for crossings and branching points. The main reason for using stainless steel, pressure resistant fittings was the fact that they met demanding requirements for the length of life of the water pipeline. Glassfibre reinforced plastic tubes Hobas, the same ones as those used for the sewer, were used for straight stretches of the water pipeline.

The choice of this non-traditional, and in many aspects unique, design for locating a sewer line in a utility tunnel significantly simplified the solution for the sewerage network in the centre of Ostrava. Some sections of sewers and water pipelines were put into service yet during the construction; the proposed and implemented solution was sufficiently tested by this trial operation.



Obr. 14 Příčný řez kolektorem

Fig. 14 Cross-section through the utility tunnel

pojku. Kanalizační přípojky od uličních vpustí byly připojovány do nových napojovacích šachtic rovněž bezvýkopově s kanalizací v kolektoru. Nové napojovací šachticky umožňují kontrolovatelné připojení domovních přípojek a uličních vpustí a zároveň zajišťují možnost dodatečného připojení nových kanalizačních trub. Do nového páteřního kanalizačního sběrače byla postupně napojena stávající dešťová i splašková kanalizace.

Celkové vybavení kolektoru je ukázáno na obr. 14 a obr. 15, přičemž je nutno uvést, že vrtané kolektorové chráničky dosáhly délky více než 7 km v podmínkách hustě zasítovaného centra. Bylo často nutno řešit kolize s existujícími sítěmi, což vrtání komplikovalo a prodlužovalo.

Kanalizační potrubí, umístěné do kolektoru, umožňuje gravitační odvedení odpadních a dešťových vod. Nové kanalizační potrubí je v celé trase uloženo pod stávající kanalizací a umožňuje její postupné přepojování. Ve spodní části kolektorové chodby je vedeno potrubí pitné vody, dvě izolovaná potrubí topné vody, příp. páry, plynové potrubí a lávky pro kabely.

Jako netradiční a unikátní řešení je umístění kanalizace v kalotě tubusu kolektoru. Pro volbu tohoto řešení rozhodly reference poskytnuté výrobcem trubního materiálu a jeho možnosti výroby tvarovek a spojování potrubí (sklolaminátové trubky Hobas). Umístění rozvodu ve vrcholu chodeb odstranilo problémy s budováním přečerpávacích stanic. Kanalizační potrubí v profilech DN600 až DN1400 bylo umístěno na ocelové podpěry, které staticky spolupracují s konstrukcí ostěnní kolektoru (obr. 16).

Vzdálenosti podpěr cca 2,8 m umožnily použít trubky v délkách 2,8 a 5,6 m. Trubní kusy včetně tvarovek byly do kolektoru dopravovány přes montážní jámy, veškerá další manipulace s trubním materiálem byla realizována pomocí speciálně upravených manipulačních a transportních vozíků. Při výstavbě bylo realizováno celkem 1265 m kanalizačního potrubí s 562 ks tvarovek. Pro vodovody bylo smontováno celkem 1494 m potrubí v profilech DN150 – DN 250 a DN400 v tlakové třídě PM 10. Změny směru v komorách a lomových bodech kolektorových chodeb byly zhotoveny z tvarovek vyrobených na místě z nerezové oceli.

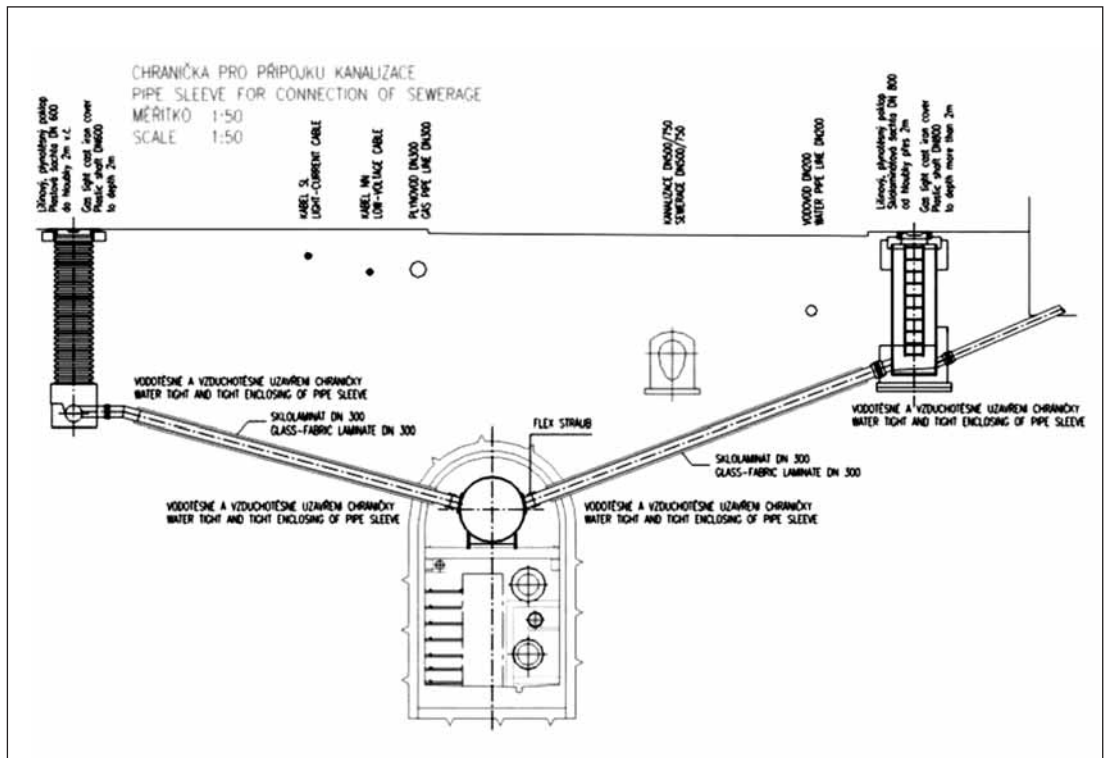
Vedle kanalizačního potrubí je u dna kolektoru umístěno vodovodní potrubí na betonových podpěrách. Místa křížení a změn vedení trasy jsou vystrojena z tvarovek z nerezové oceli. Hlavním důvodem použití nerezových tlakových tvarovek bylo splnění náročných požadavků na trvanlivost vodovodního potrubí. Pro přímé úseky vodovodu bylo použito sklolaminátové potrubí Hobas stejně jako v případě kanalizačního řadu.

Volba tohoto netradičního a v mnoha směrech unikátního řešení umístění kanalizačního potrubí v kolektoru výrazně zjednodušila řešení stokové sítě v centru města Ostravy. Ještě během výstavby byly některé úseky kanalizací a vodovodů zprovozněny a tento ověřovací provoz dostatečně prověřil navržené a realizované řešení.

3. HAVÁRIE PODZEMNÍCH STAVEB V ČR V POSLEDNÍCH 15 LETECH

Havárie podzemních staveb jsou bezpochyby součástí rizika, kterému se každý zhotovitel vystavuje při realizaci projektu. Podle faktorů, které danou havárii způsobily, lze vnější projevy a obraz havárie rozdělit do několika skupin:

- havárie, při kterých vznikl povrchový kráter,



Obr. 15 Schéma bezvýkopového napojení objektů

Fig. 15 Chart of the trenchless connection to buildings

3. COLLAPSES OF UNDERGROUND STRUCTURES IN THE CR DURING THE PREVIOUS 15 YEARS

Collapses of underground structures are undoubtedly part of the risk which each contractor has to cope with during the course of a construction. External manifestations and patterns of collapses can be divided into groups according to the factors which caused the particular collapse:

- collapses during which a surface crater originated on the surface
- collapses which took place only in the underground (caving, fall of ground, face failures, roof failures etc.)
- ground water breakouts
- collapses of portals and fall of rock

For examples see Figures 17–21.



Obr. 16 Uložení kanalizace v kolektoru

Fig. 16 Installation of the sewer in the utility tunnel



Obr. 17 Autobus zapadlý do krátera po havárii tunelu v Mnichově
Fig. 17 A coach fallen to a crater due to a tunnel collapse in Munich

- havárie, které proběhly pouze v podzemí (závaly, vývaly, porušení čelby, stropu apod.),
- průvaly podzemní vody,
- havárie portálů a skalní zřícení.

Příklady viz obr. 17–21.

Ve většině případů havárií podzemních staveb je poměrně obtížné určit její hlavní příčinu. Příčiny havárie totiž obvykle spočívají v synergickém působení více faktorů. Tyto faktory mohou být jak přírodního, technického, technologického, tak i legislativně-smluvního charakteru. Nejvyšší zastoupení mezi faktory zapříčiňujícími havárie podzemních staveb mají samozřejmě složité geologické a hydrogeologické poměry. Nedokonale provedený inženýrskogeologický průzkum, nevhodné vedení razících a vyztužovacích prací, chybný návrh, konstrukční nedostatky, špatná organizace výstavby a nedostatečná zkušenost účastníků výstavby jsou také poměrně obvyklými faktory, které se v nejednom případě podílely na havárii podzemní stavby.

Složitémi geologickými poměry je míněn nekvalitní, silně tektonicky porušený horninový masiv, popřípadě jinak oslabený horninový masiv. Toto oslabení může být způsobeno např. prostoupením horninového masivu velmi tenkými vrstvami jílu, velmi rychlým střídáním horninových vrstev a rozdílných hodnot napětí během jednoho typu horniny. Stabilita v takovém horninovém masivu je také závislá na četnosti, ale především na orientaci a stavu ploch nespojitosti.

Za složité hydrogeologické poměry horninového masivu je považováno horninové prostředí, kde je vysoké zvodnění horninového masivu, výskyt štěrkopískových lavic s vysokou hladinou podzemní vody, popřípadě zvýšený výskyt maloprostorových izolovaných kolektorů, rychlost pronikání povrchových vod do hlubších zvodní je velmi vysoká, nebo kdy hladina podzemní vody komunikuje s blízkou řekou, či jiným vodním zdrojem.

Nedokonale provedený inženýrskogeologický průzkum může být zapříčiněn skutečností, že průzkumné vrty jsou prováděny ve větších



Obr. 19 Havárie opěrové části tunelu, který je součástí elektrárny Queimado v Brazílii
Fig. 19 Breakdown of a sidewall part of a tunnel which is part of Queimado power plant in Brazil



Obr. 18 Povrchový kráter Jablunkovského tunelu (listopad 2009)
Fig. 18 A surface crater after a collapse of the Jablunkov tunnel (November 2009)

In the majority of collapses of underground structures it is relatively difficult to determine the main cause. Collapses are usually caused by synergic actions of several factors. These factors may be both of natural, technical or technological character and a legislative-contractual character. Of course, geological and hydrogeological conditions are represented most of all among the factors. Imperfect engineering geological survey, improper management of excavation and support installation work, erroneous design, structural flaws, poor organisation of construction and inadequate experience of the parties to the construction are also relatively customary factors which have several times contributed to a collapse of an underground structure.

The term „difficult geological conditions“ is for low quality, heavily faulted ground mass or ground mass weakened in another way. This weakening may be caused, for example, by pervasive laminas of clay existing in the ground mass, very quick alternation of ground layers and varying values of stress within one type of ground. Stability in such a ground mass also depends on frequency, but above all on orientation and condition of discontinuity surfaces.

Such hydrogeological conditions of a ground mass are considered to be complicated where the ground environment displays high degree of water saturation, where gravel-sand banks with high level of the water table or small isolated aquifers are encountered, where the velocity of surface water intruding into deeper aquifers is very high or where the water table communicates with an adjacent river or another water source.

Imperfection of an engineering geological survey can result from the fact that exploratory boreholes are drilled at greater distances than it would be suitable for the particular area or some of important properties of ground mass are missed out during the survey. Nevertheless, incorrect conclusions may be made even if the engineering geological survey is adequate, first of all due to improperly assessing of the obtained data.

The management of excavation and support installation operations can be branded unsuitable in the situation where the design values of the maximum distance between the excavation face and the bottom excavation are exceeded,



Obr. 20 Průval podzemní vody v tunelu Kaponig v Rakousku
Fig. 20 Groundwater breakdown in the Kaponig tunnel, Austria



Obr. 21 Havárie portálové stěny v Hřebeči v dubnu 1995
Fig. 21 Collapse of a portal wall in Hřebeč, April 2006

vzdálenostech, než by bylo pro danou oblast příhodné, nebo je-li při průzkumu opomenuta některá z důležitých vlastností horninového masivu. I z dostatečně provedeného inženýrskogeologického průzkumu však lze dojít k chybným závěrům, a to především nevhodným vyhodnocením získaných dat.

Za nevhodné vedení razicích a vyztužovacích prací lze označit situaci, při které dojde k překročení návrhové hodnoty maximální vzdálenosti provádění počvy za výlomem čelby, funkce plošné stabilizace výlomu je snížena zaostáváním druhé vrstvy nástřiku stříkaného betonu za výlomem čelby, nebo pokud dynamika provádění razicích a vyztužovacích prací výrazně zaostává za předpokladem návrhu.

Při provádění návrhu může dojít k velkému množství chyb. Mezi ty nejpodstatnější, ke kterým však již v minulosti došlo, patří např. nesprávně použitý matematický model horninového prostředí v projektové dokumentaci, nedokonalé vyložení zahraniční normy, které může mít za následek podstatné snížení statické bezpečnosti projektu, nevhodný výběr použité technologie ražení a vyztužování do daných geologických a hydrogeologických poměrů, návrh nevyhovujícího monitorovacího systému a také množství jiných projektantských chyb.

V případě konstrukčních nedostatků podzemních staveb se může jednat o přítomnost nedokonalé ošetřené pracovních spár, nedokonalé provedené hydroizolaci, injektáže za ostěním a v krajním případě i o použití nekvalitních materiálů.

Spatná organizace výstavby je ve většině případů dána především faktem, že nad technickými kritérii převládá kritéria ekonomická a politická. Dále může být zapříčiněna také nestandardním smluvním vztahem mezi účastníky výstavby, který každému přesně nevynechuje jeho kompetence a povinnosti.

Zkušenost účastníků výstavby někdy není na úrovni potřeb rychlé a účinné reakce na změny podmínek ražení a vyztužování.

Na vzniku havárie se mohou podílet i jiné faktory, mezi které patří např. vliv účinku seismického zatížení, vliv extrémních srážek nebo extrémně zvýšená hladina řeky.

Většina těchto faktorů se rovněž podílela na vzniku následujících nejvýznamnějších havárií tunelů (štol) v ČR v posledních 15 letech.

- Havárie silničního tunelu Hřebeč v dubnu 1995, Hřebeč
- Havárie jámy Do-IV Dolu Doubrava v červenci 1998, Orlová
- Zatopení pražského metra v srpnu 2002, Praha
- Havárie železničního tunelu Březno v květnu 2003, Březno u Chomutova
- Havárie kolektoru Vodičkova v lednu 2005, Praha
- Havárie vodovodního přívadče Švařec-Běleč I v září 2005, Brno
- Havárie železničního tunelu v Jablunkově v dubnu 2008, Jablunkov
- Havárie silničního tunelu Blanka v květnu 2008 a v říjnu 2008, Praha
- Havárie železničního tunelu Jablunkov v listopadu 2009, Mosty u Jablunkova

V tabulce 2 jsou uvedeny jednotlivé havárie a faktory, které se na jejich vzniku významně podílely. Pokud se na vzniku havárie podílelo synergické působení více faktorů, jsou tyto označeny symbolem [X], pokud je však zřejmé, že některý faktor výrazně převyšoval nad ostatními, je označen symbolem [XX].

Na následujících obrázcích je vyjádřeno procentuální zastoupení jednotlivých faktorů, které jsou nejčastěji příčinami havárií podzemních staveb v ČR a ve světě. Podle těchto grafů a také podle všeobecného

where the function of the areal waterproofing system is corrupted due to delaying the application of the second layer of shotcrete behind the excavation face or where dynamics of the excavation and support installation operations is significantly lower than it was assumed by the design.

A great number of mistakes can originate during the work on the design. Among the most significant which, however, have already been encountered in the past, we can mention for instance an improperly used mathematical model of the ground environment in design documents, imperfect explanation of a foreign standard, which can result in substantial diminishing of structural safety of the design, unsuitable selection of the excavation means and methods to be used in the particular geological and hydrogeological conditions, unsuitable design of the monitoring system and many other designing errors.

As far as structural flaws of underground structures are concerned, they may be caused by imperfect treatment of construction joints, imperfect installation of waterproofing layers, imperfect backgrouting and, in the extreme, by the use of poor quality materials.

Poor organisation of construction is in the majority of cases a result of making decisions, where economic and political criteria outweigh technical criteria. In addition, it can result from non-standard contractual relationships between parties to the construction, which do not exactly specify competences and obligations of each party.

Sometimes the experience of parties to the construction is not adequate to the need for quick and effective response to changing driving conditions.

Even other factors can participate in the origination of a collapse, e.g. the influence of seismic loads, influence of extreme precipitation or extremely increased level of a river.

The majority of these factors also participated in the following most significant collapses of tunnels (galleries) in the CR during previous 15 years:

- The Hřebeč road tunnel collapse, April 1995, Hřebeč
- Collapse of shaft Do-IV at the Doubrava mine, July 1998, Orlová
- Inundation of Prague metro, August 2002, Prague
- Collapse of the Březno rail tunnel, May 2003, Březno u Chomutova
- Collapse of Vodičkova utility tunnel, January 2005, Prague
- Collapse of the Švařec – Běleč water tunnel, September 2005, Brno
- Collapse of a rail tunnel at Jablunkov, April 2008, Jablunkov
- Collapses of the Blanka road tunnel, May 2008 and October 2008, Prague
- Collapse of the Jablunkov rail tunnel, November 2009, Mosty u Jablunkova

The table 2 shows individual collapses/incidents and factors which significantly contributed to their origination. Where the synergic effects of more factors participated in the origination of the collapse, the factors are marked by symbol [X], although, if it is obvious that some factor significantly overweighed the others, it is marked by symbol [XX].

The pictures below show the percentage of contribution of individual factors which have been the most frequent causes of collapses of underground structures in the CR and worldwide. According to these charts and according to general expectation, it is possible to unambiguously determine that the most frequently represented factors causing defects in underground structures are complicated geological and geotechnical conditions. These two factors are among the causes of the majority of collapses of underground structures. The question remains whether they contributed to the origination of the particular collapse critically or were only factors which allowed the collapse to develop, while another of the factors was the main cause.

Figure 23 was plotted using an analysis of collapses in the world in the same period of time, which was conducted for a total of 55 collapses which have happened since 1994.

Even though the history of the underground construction industry dates back as far as the 9th century in which the unpreserved Semiramis Tunnel was built, it is even today impossible to avoid incidents, never mind whether minor or larger. Unfortunately, it is not exceptional that serious injuries or even fatalities happen during the collapses. Whether collapses originate depends first of all on the fact that geological conditions are never repeatable, therefore each underground construction is a unique piece of work, where the beginning of the excavation cycle is always the most critical point in the entire excavation process, not only from geological aspects but also geomechanical and personnel ones. Every underground construction should present a new challenge for all parties to the construction, requiring professional skills and experience, which should be refreshed even during the excavation. Learning ability therefore plays an important role, first of all at the beginning of the excavation.

New pieces of knowledge are even drawn, after detailed analyses, from collapses, to be subsequently used for preparation of recommendations for designing and execution of underground construction works. This process was applied, for example, in the case of the Heathrow tunnel collapse, which happened at the time when the NATM was little used for clay environments

Tab. 2 Přehled faktorů způsobujících jednotlivé havárie v ČR
Table 2 Survey of factors causing individual collapses/incidents in the CR

JEDNOTLIVÉ HAVÁRIE INDIVIDUAL COLLAPSES / INCIDENTS	PŘÍČINY HAVÁRIE / COLLAPSE/INCIDENT CAUSES							
	Složitě geologické poměry Complicated geological conditions	Složitě hydrogeologické poměry Complicated hydrogeol. conditions	Nedokonale provedený IGP Imperfect engineering geological survey	Nevhodné vedení razících prací Unsuitable management of mining operations	Chybný návrh Faulty design	Konstrukční nedostatky Structural flaws	Špatná organizace výstavby a zkušenost účastníků výstavby Poor organisation of construction and experience of parties to the construction	Jiné příčiny havárie Other collapse causes
Havárie silničního tunelu Hřebeč v dubnu 1995, Hřebeč The Hřebeč road tunnel collapse, April 1995, Hřebeč	XX						X	
Havárie jámy Do-IV Dolu Doubrava v červenci 1998, Orlová Collapse of shaft Do-IV at the Doubrava mine, July 1998, Orlová	X	X						X ⁽¹⁾
Zatopení pražského metra v srpnu 2002, Praha Inundation of Prague metro, August 2002, Prague						X		XX ⁽²⁾
Havárie železničního tunelu Březno v květnu 2003, Březno u Chomutova Collapse of the Březno rail tunnel, May 2003, Březno u Chomutova	X		X	X	X	X	X	
Havárie kolektoru Vodičkova v lednu 2005, Praha Collapse of Vodičkova utility tunnel, January 2005, Prague	X	X						X ⁽⁴⁾
Havárie vodovodního přivaděče Švařec–Běleč I v září 2005, Brno Collapse of the Švařec–Běleč water tunnel, September 2005, Brno		X				X		X ⁽⁵⁾
Havárie železničního tunelu v Jablunkově v dubnu 2008, Jablunkov Collapse of a rail tunnel at Jablunkov, April 2008, Jablunkov	XX	X	X					
Havárie silničního tunelu Blanka v květnu 2008, Praha Collapse of the Blanka road tunnel, May 2008, Prague	XX	XX						
Havárie silničního tunelu Blanka v říjnu 2008, Praha Collapse of the Blanka road tunnel, October 2008, Prague	XX	XX						X ⁽³⁾

1) Mezi příčiny této havárie patří i narušení struktury horninového masivu v důsledku vlivu předchozí havárie jámy, která proběhla v roce 1986 a také vliv extrémních srážek v červenci 1997.

2) Hlavní příčinou této havárie byla úroveň hladiny řeky Vltavy, která dosáhla cca 2 m nad úroveň hladiny stoleté vody.

3) Příčinou této havárie mohlo být i zemětřesení s epicentrem v západních Čechách, které se těsně před samotnou havárií projevilo v pražském regionu intenzitou, která zde nebyla zaznamenána v průběhu posledních 26 let.

4) Sufoze zemin v důsledku poruch vodovodních řadiů.

5) Nedokonale vyplňování prostoru za ostěním.

1) Disturbance of the rock mass due to a previous collapse of the shaft in 1986 and the effect of extreme rains in July 1997 also belong among the causes of this collapse.

2) The main cause of this incident was the level of water in the Vltava River, which reached about 2m above the 100-year recurrence flood level.

3) This collapse may have been caused even by an earthquake with its epicentre in Western Bohemia, which manifested itself just before the collapse in the Prague region with an intensity which had not been recorded in this region during previous 26 years.

4) Soil suffosion as a consequence of defects of water pipelines.

5) Imperfect backfilling of the space behind the lining.

očekávání lze jednoznačně určit, že nejčastěji zastoupenými faktory způsobujícími poruchy podzemních staveb jsou složité geologické a hydrogeologické poměry. Tyto dva faktory jsou totiž zastoupeny ve výčtu příčin většiny havárií podzemních staveb. Otázkou vždy zůstává, zda se na vzniku havárie podílely mírou převážnou, nebo zda byly pouze faktorem, který vznik havárie umožnil a hlavní příčinou byl některý z jiných faktorů.

Pro sestavení obr. 23 byla využita analýza příčin havárií ve světě ve stejném časovém období, provedená pro celkem 55 havárií, ke kterým došlo od roku 1994.

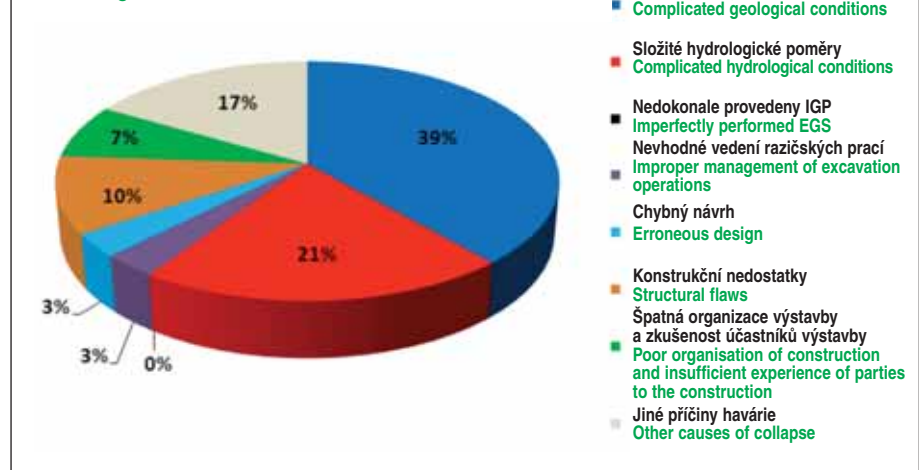
I když se historie podzemního stavitelství táhne až do 9. stol. př. n. l., kdy byl postaven nedochovaný asyrský Semiramidin tunel, i v současné době není možné vyvarovat se haváriím, a to jak menšího rázu, tak i těch dalekosáhlejších. Bohužel není výjimkou, že při těchto haváriích dojde i k vážným újmám na zdraví, případně i ztrátám na životech. Vznik těchto havárií je dán především skutečností, že geologické podmínky nejsou nikdy zcela opakovatelné, a proto je každá podzemní stavba ojedinělým dílem, u kterého je počátek razicího cyklu vždy nejkritičtějším místem v průběhu celého ražení a nejedná se jenom o geologické aspekty, ale také geometrické a personální. Každá podzemní stavba by měla být novou výzvou pro všechny účastníky výstavby a vyžaduje odborné znalosti a zkušenosti, které by měly být doplňovány i v průběhu ražení. Schopnost učení tudíž hraje významnou roli, a to především v počáteční fázi ražby.

Ze samotných havárií jsou po jejich podrobné analýze čerpány nové poznatky, které jsou poté využity k doporučení pro projektování a provádění podzemních staveb. Stalo se tomu tak i např. v případě havárie tunelu Heathrow, kdy byla NRTM ještě méně používanou metodou v prostředí jílu, tím více při aplikaci v zeminách. Při této havárii se však potvrdilo, že při provádění podzemních staveb pomocí zásad NRTM musí být brán zvýšený zřetel na výsledky geotechnického monitoringu a také jak významná je existence nezávislého geotechnického dozoru.

Před prováděním samotného projektu je velmi důležitý inženýrsko-geologický průzkum. Jeho kvalita se u jednotlivých podzemních staveb velmi liší. Tento fakt je dán především tím, že vítězem veřejného výběrového řízení bývá nabídka s nejnižší cenou, což většinou působí negativně na kvalitu, ale především na komplexnost inženýrsko-geologického průzkumu. Většina investorů si totiž zcela neuvědomuje skutečnost, že kvalitně provedený inženýrsko-geologický průzkum vyžaduje sice určité náklady, ale jedná se pouze o zlomek nákladů, které musí být věnovány případným sanačním pracím, a to nemluvě o časovém zpoždění projektu. Nedokonalé provedení inženýrsko-geologického průzkumu může následně čelit projektant pouze konzervativním návrhem, ale tím opět zvyšuje cenu projektu.

Dalším významným faktorem ovlivňujícím úspěšnost celého projektu ještě před jeho samotným započítáním je vhodný výběr metody, kterou bude podzemní stavba prováděna. V některých případech totiž došlo k hrubému podcenění vlastností horninového masivu v okolí podzemní stavby, popřípadě byla kvůli jiným faktorům vybrána metoda, která se do daných podmínek ne zcela hodila. Jen v České republice jsou v posledních 15 letech známy dvě havárie, u kterých se výrazně podílel na jejím vzniku výběr metody. Jedná se o havárii jámy Do-IV Dolu Doubrava v červenci 1998, kdy byla použita metoda litého betonu, což představovalo použití nevyztužených prstenců

Procentuální zastoupení jednotlivých faktorů v ČR
Percentage of contribution of individual factors in the CR



Obr. 22 Procentuální zastoupení jednotlivých faktorů způsobujících havárie podzemních staveb v ČR v posledních 15 letech

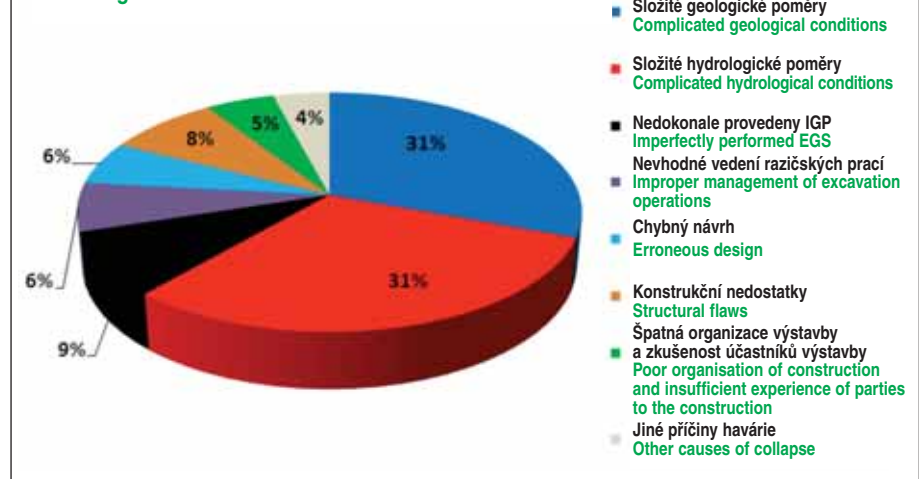
Fig. 22 Percentage of individual factors causing collapses of underground structures in the CR during previous 15 years

and even less for applications in soils. It was confirmed in the case of this collapse that increased attention must be paid to results of geotechnical monitoring when executing underground construction works according to the NATM principles and how important the existence of independent geotechnical supervision is.

It is important to carry out engineering geological surveys prior to starting the construction work itself. Their quality significantly differs at individual underground constructions. This fact follows first of all from the system where the lowest bid wins in public competitions. As a result, quality and, above all, the comprehensiveness of the engineering geological survey are negatively affected. This is so because most clients do not fully realise that, on the one hand, a high quality engineering geological survey requires certain cost, but on the other hand, it is only a fraction of the costs which will be incurred in case of contingent rehabilitation operations, speaking nothing of the works delays. A designer can cope with imperfections in a geological engineering survey only by a conservative attitude to the design. However, this attitude again increases the cost of the works.

Another important factor affecting the success of the entire project even before the construction starts is the selection of the method to be applied to the underground construction works. The reason is that serious underestimation of properties of the rock mass surrounding the underground structure was experienced in several cases or, taking into consideration other

Procentuální zastoupení jednotlivých faktorů ve světě
Percentage of contribution of individual factors in the world



Obr. 23 Procentuální zastoupení jednotlivých faktorů způsobujících havárie podzemních staveb ve světě v posledních 15 letech

Fig. 23 Percentage of individual factors causing collapses of underground structures in the world during previous 15 years

s propustnou ložní spárou ve velmi složitých hydrogeologických poměrech, a havárii železničního tunelu Břežno v květnu 2003, kdy byla použita metoda obvodového vrubu, která byla mnoha odborníky do daných podmínek kritizovaná. Tato kritika byla ale vždy razantně odmítána ze strany investora i projektanta.

Při samotném projektu může dojít také k mnoha nedostatkům či závažným pochybením. Již při návrhu došlo v minulosti nejménou k výskytu velmi hrubých pochybení. K těm nejzávažnějším případům řadíme především projektantské chyby při havárii tunelu v Singapuru v dubnu 2004, kde si projektanti špatně vyložili britskou normu a použili menší profily ocelových prvků, což zásadně snížilo statickou bezpečnost projektu. Navíc byla provedena nevhodná analýza zemin, protože ve výpočtovém modelu s využitím metody konečných prvků byly zadány parametry odvozené zeminou, přičemž měly být použity parametry pro neodvodněné zeminou, a tím došlo k poddimenzování. Za další výraznou chybu lze považovat i velmi optimistický matematický model horninového prostředí použitý v projektové dokumentaci u tunelu v Mnichově v září 1994.

Při provádění podzemních staveb, a to především u dnes velmi rozšířené NRTM, je důležitou složkou geotechnický monitoring. Úkolem geotechnického monitoringu je porovnání prognózy se samotným měřením deformací a stavu napjatosti ostění a okolního horninového masivu. Výsledkem je optimalizace provádění podzemních staveb. Pokud jsou navrhované úpravy v intencích platné projektové dokumentace, rozhodovací proces se odehrává na stavbě, potažmo přímo na čelbě. V případě, že situace vyžaduje zásadní změny přesahující mantinely vymezené projektovou dokumentací, je svoláno jednání za účasti zástupců všech účastníků výstavby. Denní interpretace výsledků komplexního geotechnického monitoringu musí být nepřetržitá, aplikace výsledků a doporučení okamžitá a bezprostřední. Zhotovitel geotechnického monitoringu musí mít také jasně definované kompetence a vztahy vůči ostatním účastníkům výstavby. Z pohledu investora je výhodné využít nepřetržitou přítomnost zaměstnanců monitoringu na stavbě pro funkci stavebního dozoru. Pak je výkon stavebního dozoru optimální nástroj pro možnost operativního ovlivnění výstavby. Monitoring podzemních staveb musí být komplexní, protože pouze vyhodnocení měření všech monitorovacích prvků ve vzájemných souvislostech umožní relevantní prognózy a závěry. Současná aplikace spojení monitoringu a dozoru umožňuje nejefektivnější a nejrychlejší reakce na zastižené podmínky.

Další velmi důležitou složkou provádění podzemních staveb, která byla v minulosti poměrně nedoceněna, je organizace a řízení výstavby. Tento faktor se podílel na vzniku množství havárií podzemních staveb. V těchto případech došlo k ustoupení ekonomickým kritériím před kritérii technickými, podle kterých bylo nutné ražbu pozastavit, nalézt příčiny nadměrných deformací a přijmout vhodná technická či technologická opatření. Tato situace se vyskytla např. při havárii tunelu Heathrow v říjnu 1994, nebo havárii tunelu Gotthard v dubnu 2002. Při havárii tunelu Heathrow přinutil investor provádějící firmu k pokračování razicích a vyztužovacích prací z důvodů dodržení termínů jejího dokončení, a to i přesto, že výsledky geotechnického monitoringu jednoznačně vyžadovaly opak. Stejně tak tomu bylo i v případě havárie tunelu Gotthard.

Při samotném provádění razicích a vyztužovacích prací je potřeba zvýšená opatrnost na kvalitní realizaci hydroizolace, a to především v horninovém masivu se složitými hydrogeologickými poměry. V opačném případě totiž může dojít ke vzniku průvalů podzemní vody, jako tomu bylo při havárii metra v Los Angeles v roce 1995, popřípadě havárii tunelu Haivan v roce 2001 (Vietnam).

Mezi další nedostatky, které se během razicích a vyztužovacích prací mohou vyskytnout, patří nedodržení bezpečné vzdálenosti od čelby, ve které má být dokončeno vyztužování kaloty nebo protiklenby. K tomuto výraznému nedodržení návrhu došlo mimo jiné při havárii tunelu Chienberg v únoru 2002 (Švýcarsko). Zcela nepřipustné je také zaostávání druhé vrstvy nástřiku stříkaného betonu. Tento nedostatek se vyskytl v případě havárie tunelu Horelica v březnu 2001. Výskyt těchto nedostatků lze eliminovat především existencí kvalifikovaného geotechnického dozoru.

factors, a method was selected which was not perfectly suitable for the given conditions. Only in the Czech Republic there are two collapses known from the period of past 15 years, where the choice of the construction method significantly contributed to their origination. The first one is the collapse of shaft Do-IV at the Doubrava Mine in July 1998, where the cast-concrete method was used, i.e. unreinforced concrete rings with permeable course joints, which were used in very complex hydrogeological conditions. The other one was the collapse of the Břežno rail tunnel in May 2003, where a pre-lining method was used, the application of which in the particular conditions had been criticised by many experts. Unfortunately, the criticism was strongly refused by the project owner and the designer.

Many imperfections or serious errors can originate during the work on the design itself. Very serious mistakes have been made in the past even in the designing stage. Among the most serious cases, we can rate above all designers' mistakes in the case of the collapse of a tunnel in Singapore in April 2004, where designers misapprehended a British standard and used smaller sections for steel elements, which fact reduced structural safety of the design. In addition, the analysis of soils which was carried out was inappropriate because parameters of drained soil were used in the FEM calculation model, whilst undrained soil parameters were to be used. As a result, the structure was underdesigned. The very optimistic model of the rock environment which was used in the design for a tunnel in Munich, September 1994, can be considered another significant error.

Geotechnical monitoring is very important component when underground structures are being constructed, first of all in the case of the currently very widespread NATM. The task of geotechnical monitoring is to compare prognoses with results of measurements of deformations and the state of stress in the lining and the surrounding rock mass. This process leads to optimised execution of underground structures. If the proposed changes remain within intentions of the valid standard, the decision-making process takes place on site or directly at the excavation face. When the situation calls for substantial changes, exceeding the limits set out in the design, a meeting of representatives of all parties to the construction is summoned. The daily interpretation of results of the comprehensive geotechnical monitoring must be uninterrupted and the results and recommendations must be implemented immediately. The contractor for the geotechnical monitoring must have clearly defined competences and relationships with the other parties to the construction. From the client's point of view, it is beneficial if the uninterrupted presence of the monitoring personnel on site is taken advantage of, hiring them as site supervisors. Then the site supervision becomes an optimal tool allowing operative influencing of construction operations. Monitoring of underground structures must be comprehensive because relevant predictions and conclusions can be made only when all measured monitoring elements are assessed taking into consideration all relationships among them. The current application of the system combining the monitoring with site supervision makes the most effective and fastest responses to the encountered conditions possible.

Another very important element of implementing underground construction projects, which was quite underestimated in the past, is construction organisation and management. This factor also contributed to origination of many collapses of underground structures. In these cases economic criteria prevailed over engineering criteria, according to which the excavation had to be suspended, the causes of excessive deformations be found and adequate technical or technological measures be implemented. This situation existed, for example, in the case of the Heathrow tunnel collapse in October 1994 or the Gotthard tunnel collapse in April 2002. As far as the Heathrow tunnel is concerned, the client coerced the contractor into continuing to excavate the tunnel and install the support so that the deadlines for the completion were met, despite the fact that the monitoring results unequivocally required the contrary. The same situation was in the case of the Gotthard tunnel collapse.

When excavating and installing support of underground openings, it is necessary to heed increased caution regarding quality of the installation of the waterproofing, first of all within a rock mass featuring complex hydrogeological conditions. Failing that, ground water breakout can happen, as it did in the cases of the Los Angeles metro collapse in 1995 or the Haivan tunnel collapse in 2001 (Vietnam).

Failing to maintain a safe distance from excavation face at which the top heading or the tunnel is to be strengthened by the invert belongs among other errors which can be made during excavation and support installation operations. This serious failure to meet requirements of a design happened, for example, when the Chienberg tunnel (Switzerland) collapsed in February 2002. Absolutely inadmissible is also delaying of application of the second layer of shotcrete. This mistake was identified in the case of the Horelica tunnel collapse in March 2001. These mistakes can be avoided first of all by qualified geotechnical supervision.

Nedostatečné zkušenosti účastníků výstavby podzemní stavby a technického dozoru z práce v daném prostředí, které mnohdy neodpovídají potřebě rychlé a účinné reakce na změny podmínek ražení a vyztužování. Prosté srovnání předpokladů inženýrskogeologického průzkumu, které je navíc idealizované v geologických podkladech projektu zařazením do geotechnických kategorií nebo obecného doporučení technologických postupů, s realitou horninového prostředí není dostačující a samo o sobě nijak zvlášť významné bez odpovídající korekce, protože obecné charakteristiky prostředí nemohou vyjádřit rozsah, míru a dopad lokálních, ale pro použitou technologii velmi významných změn. Tyto změny vedou nutně k potřebě okamžitě kvalifikované reakce odpovědných pracovníků a technického dozoru, pokud nemají mít významnější dopad.

PROF. ING. JOSEF ALDORF, Dr.Sc.,
josef.aldorf@vsb.cz,

VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA, FAKULTA STAVEBNÍ

Experience of parties to an underground construction and client's supervision in working in the given environment is sometime insufficient, not adequate to the necessity to respond quickly and effectively to changes in the excavation and support installation conditions. It is not sufficient only to compare predictions specified in the engineering geological survey, which are, in addition, idealised in geological documents contained in the design as a result of the distribution of ground into geotechnical categories, or a general recommendation of technological procedures, with the reality encountered in the given ground environment. The comparison by itself is not much important without adequate corrections because general characteristics of the environment cannot express the extent, degree and impact of local deviations, which are, nonetheless, very important for the selection of the means and methods to be applied. If these deviations are not to have a more significant impact on the excavation, it is necessary to trigger an immediate, qualified response of responsible personnel and client's supervisors.

PROF. ING. JOSEF ALDORF, Dr.Sc.,
josef.aldorf@vsb.cz,

VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA, FAKULTA STAVEBNÍ

LITERATURA / REFERENCES

- [1] HÁNEK, P. Z historie tunelů. Praha: ČVUT v Praze, 2005. 4 s.
- [2] SEIDENFUB, T. Collapses in tunneling. Lausanne: Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006. 194 s.
- [3] ROZSYPAL, A. Řízení rizik inženýrských staveb. [online] 2007. Dostupný z WWW: <http://www.asb-portal.cz/inzenyrske-stavby/dopravni-stavby/rizeni-rizik-inzenyrskych-staveb-77.htm>
- [4] BARTÁK, J. Skalní zřícení v Hřebčíně. Tunel, 1996, roč. 5, č. 2, s. 21-24.
- [5] ALDORF, J., HRUBEŠOVÁ, E. Havárie jámy Doubrava IV a její geotechnické příčiny. Ostrava: VŠB-TUO, 2003. 6 s.
- [6] ROZSYPAL, A. a kol. Zpráva stavební subkomise RHMP o příčinách zatopení pražského metra. Praha: 2003. 28 s.
- [7] ALDORF, J. Odborné vyjádření ke zjištění možných příčin havárie tunelu Březno. Ostrava: VŠB-TUO, 2003. 28 s.
- [8] SVOBODA, J., FUCHS, O. Sanace neznámých podzemních prostor (kaveren) v zastavěném území centra Prahy. Ostrava: VŠB-TUO, 2007. 7 s.
- [9] ALDORF, J. Odborný posudek k havárii vodovodního přívaděče Švařec – Běleč I. Ostrava: VŠB-TUO, 2005. 16 s.
- [10] ALDORF, J. Znalecké vyjádření k otázkám příčiny havárie tunelu Jablunkov. Ostrava: VŠB-TUO, 2008. 15 s.
- [11] ALDORF, J. Předběžné vyjádření k průběhu a příčinám havárií na tunelovém úseku Královská obora. Ostrava: VŠB-TUO, 2009. 10 s.
- [12] NICHOLSON, D. Geotechnical Design Risk and Safety on Construction Sites [online]. c2005. Dostupný z WWW: <http://www.geotechnet.org/upload/documents/Final%20Network%20Meeting/WP4%20Duncan%20Nicholson.pdf>
- [13] BBC NEWS. In pictures: Brazil metro collapse. [online]. c2007. Dostupný z WWW: http://news.bbc.co.uk/2/hi/in_pictures/6258579.stm
- [14] PINTO, A., SILVA, W. Examining 2007 São Paulo City Subway Line-4 Construction Site Accident [online] c2008. Dostupný z WWW: http://www.ijme.us/cd_08/PDF/231%20IT%20302.pdf
- [15] WAGNER, H. Practice of Geotechnical Risk Management in European Tunneling. Stupava, 2007
- [16] WALLIS, S. Heathrow failures highlight NATM (abuse?) misunderstandings. Tunnel, 1999, č. 3, s. 66-72
- [17] CLAYTON, C. R. I. (ed). Managing Geotechnical Risk: Improving Productivity in UK Building and Construction. The Institute of Civil Engineering, London, 2001
- [18] KNIGHTS, M. Risk Management of Tunnelling Works. [online]. c2006. Dostupný z WWW: http://www.ita-ites.org/cms/fileadmin/filemounts/general/pdf/ItaAssociation/Organisation/Members/MemberNations/SaudiArabia/PresentationsRyadh2006/S3_10.pdf
- [19] WALLIS, S. Cairo Metro tunnel collapse. [online]. c2009. Dostupný z WWW: <http://tunneltalk.com/Cairo-Metro-Sep09-tunnel-collapse.php>
- [20] PANG, P. L. R. Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories. [online]. c2009. Dostupný z WWW: <http://www.cedd.gov.hk/eng/publications/reference/doc/HK%20NotableTunnel%20Cat.pdf>
- [21] MATSUKURA, Y. Rockfall at Toyohama Tunnel, Japan, in 1996: effect of notch growth on instability of a coastal cliff. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2001, roč. 60, č. 4, s. 285-289
- [22] STEHLIK, E., SRB, M. NATM Tunnelling at Dulles Airport. [online]. c2007. Dostupný z WWW: http://www.d2-consult.cz/publikace/wtc%202007_ste-hlik_srb_dulles%20airport-3.pdf
- [23] SIBERT, S. Tunel Horelica. Tunel, 2002, roč. 11, č. 4, s. 18-19
- [24] ALDORF, J. Znalecký posudek k problematice příčin vzniku závalu při ražení tunelu Horelica v tektonické poruše ve staničení km 2,960 a zvolenému způsobu sanace havarovaného úseku. Ostrava: VŠB-TUO, 2001. 5 s.
- [25] AYAYDIN, N. Istanbul Metro collapse investigations. World tunnelling, s. 490-492
- [26] AESCHBACH, M. The Lötschberg Base Tunnel - Connecting Europe. Brig: Oberbauleitung Ingenieurgesellschaft Westschweiz IGWS, 2002. 16 s.
- [27] TUNNELBUILDER. Rockfall Breaks Through into Tunnel. [online]. c2003. Dostupný z WWW: http://www.tunnelbuilder.com/enews_weekly/E-News55.pdf
- [28] TUNNELS AND TUNNELLING, Guadarrama collapse. [online]. c2003. Dostupný z WWW: <http://www.tunnelsonline.info/story.asp?storyCode=1988-9§ioncode=13>
- [29] XU, Y., SHEN, S. Geological and hydrogeological environment in Shanghai with geohazards to construction and maintenance of infrastructures. Engineering Geology, 2009, s. 241-254
- [30] GEOGRAPHYFIELDWORK. Carmel Tunnel Collapse. [online]. c2009. Dostupný z WWW: <http://geographyfieldwork.com/CarmelTunnel.htm>
- [31] Kolaps hloubeného tunelu v Singapuru. Geotechnika, 2005, č. 3, s. 28-30
- [32] TUNELOVÝ KOMPLEX BLANKA. Informace o projektu. [online]. c2006. Dostupný z WWW: <http://www.tunelblanka.cz/informace-o-projektu.php?action=1>
- [33] JANDEJSEK, O., MÁRA, J. Tunel Jablunkov – zhodnocení geotechnických rizik přestavby železničního tunelu [Online]. c2009. Dostupný z WWW: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/tunel-jablunkov-zhodnoceni-geotechnickyh-rizik-prestavby-zeleznicniho-tunelu/>
- [34] KVAŠ, J., NOVOTNÝ, M. Výstavba tunelů Panenská na dálnici D8. 13. ročník, č. 3/2004, s. 2-6
- [35] PATZÁK, J., ZAPLETAL, L. Výstavba kolektorů trasy B a C na Václavském náměstí. 18. ročník 3/2009, s. 35-38
- [36] KVAŠ, J., CHMELÁŘ, R. Výstavba silničního tunelového komplexu Blanka v Praze stavba 0079 – Tuenl mezi Špejcharem a Pelc.Tyrolkou, 17. ročník č. 1/2008, s. 3-7
- [37] BAČA, J., DOHNÁLEK, V. Královopolské tunely – zkušenosti z dosavadního průběhu výstavby, 18. ročník, č. 3/2009, s. 27-32
- [38] HOŘÁK, V. Královopolský tunel v Brně z pohledu projektanta, 18. ročník, č. 1/2009, s. 67-72
- [39] RŮŽIČKA, J., KOREJČÍK, J. Rekonstrukce jablunkovských tunelů, 15. ročník, č. 4/2006, s. 44-47
- [40] GRAMBLÍČKA, M., POMYKÁČEK, I., PIKHARTOVÁ, L., ŠENK, P., BROKL, R. Vítkovské tunely – součást stavby Nové spojení Praha hlavní nádraží, Masarykovo nádraží – Libeň, Vysočany, Holešovice, 14. ročník, č. 1/2005, s. 9-17
- [41] SVOBODA, J. Tunel Valík, dálnice D5, obchvat Plzně, 15. ročník, č. 1/2006, s. 28-31
- [42] KOCHÁNEK, M., KOREJČÍK, J. Ražené tunely trasy metra VA v Praze, 18. ročník, č. 3/2009, s. 13-20
- [43] SVOBODA, J., NOVOSAD, K. Tunely přes české středohoří, 17. ročník, č. 4/2008, s. 65-69
- [44] MÁRA, J., KOREJČÍK, J. Nový jablunkovský tunel – projekt a realizace, 18. ročník, č. 3/2009, s. 21-26
- [45] MARÍK, L. Tunel Libouchec na dálnici D8 – rekapitulace technického řešení při uvedení do provozu, 16. ročník, č. 1/2007, s. 15-20
- [46] PECHMAN, J., STACH, J., HORT, O., POHLODEK, D., ALDORF, J. Klimkovický tunel uveden do provozu, 17. ročník, č. 3/2008, s. 18-25
- [47] GRAMBLÍČKA, M. Tunely Nového spojení Praha, 15. ročník, č. 1/2006, s. 15-18