

# ZMÁHÁNÍ HAVAROVANÉHO ÚSEKU TUNELU BŘEZNO

## RECOVERY OF A COLLAPSED SECTION OF THE BŘEZNO TUNNEL

MATOUŠ HILAR, VLADISLAV JOHN

### 1 ÚVOD

Z důvodů postupu těžby hnědého uhlí na povrchovém dole Libouš bylo potřeba přeložit železniční trať na úseku Březno u Chomutova – Chomutov za hranice limitů těžby. Na trase stavby nové trati o délce 7,1 km bylo nutné vybudovat i jednokolejný železniční tunel o celkové délce 1758 m.

Tunel s nadloží do 30 m byl ražen ve velmi obtížných geologických podmínkách, které zahrnovaly převážně značně plastické jíly a jílovce. Hladký povrch četných diskontinuit způsoboval nízkou stabilitu oblasti nevstrojeného výrubu. Dalším významným faktorem bylo ovlivnění masivu v oblasti portálů předchozí důlní činností. Pokryvné útvary (štěrkopísky) zasahovaly do hloubky cca 6 m.

Stavba tunelu začala v roce 2000 pomocí metody obvodového vrubu s předklenbou (MOVP). V roce 2003 po vyražení 860 m tunelu nastala mimořádná událost (obr. 1), při které došlo k řetězové ztrátě stability řady předkleneb o délce 77 m. Dalších 44 m tunelu bylo vyplněno závalovým materiálem.

Uvažovaná technická řešení sanace závalu zahrnovala otevřenou stavební jámu, šachty, zmáhání hornickým způsobem a kombinace těchto metod. Realizované řešení spočívalo v předstihovém provedení příčných pilotových podzemních stěn (přepážek) a v následné ražbě v závalu pod ochranou mikropilotového deštníku mezi přepážkami.

Následující článek je zaměřen na technické aspekty přípravy a realizace zmáhání závalu. Jedná se především o numerické modelování předpokládaného chování masivu během ražby a o následné zkušební z vlastní ražby. Dle názoru autorů lze vlastní zmáhání závalu, vzhledem k technické náročnosti a jedinečnosti provádění v rámci ČR, hodnotit jako úspěšné.

Celá stavba tunelu byla financována Severočeskými doley, a. s., a investorem byla SŽDC, s. o. Zmáhání závalu bylo financováno i prováděno hlavním dodá-

### 1 INTRODUCTION

The further advance of brown coal extraction at the Libouš open-cast mine required a railway track in the section between Březno u Chomutova and Chomutov to be diverted to get beyond a limit of the mine field. A single-track tunnel 7.1 km long had to be designed for the new 1758 m long railway line.

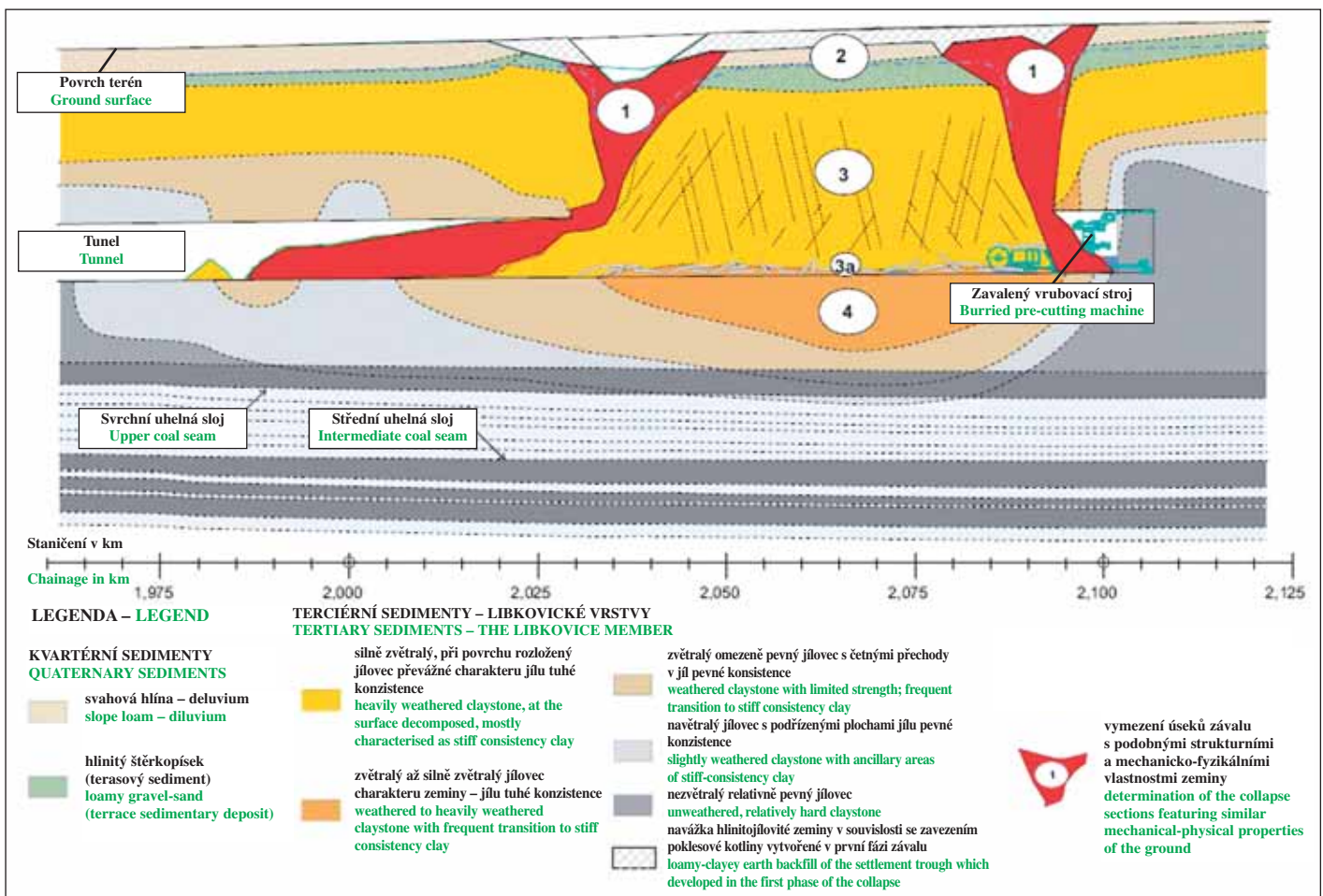
The tunnel was driven under an up to 30 m high overburden through very complicated geology, where significantly plastic clay and claystone dominated. The smooth surface of numerous discontinuities reduced the stability of the area of unsupported excavation. The impact of previous mining activities on the rock massif in the area of tunnel portals was another important factor. The capping mass (gravel-sands) reached the depth of about 6 m.

The tunnel construction started in 2002 using the mechanical pre-cutting 'Prevault Method' (the PM). In 2003, when 860 m of the tunnel excavation had been completed, an accident took place during which the prevaults within the tunnel length of 77 m collapsed in a chain-like manner (fig. 1). Another part of the tunnel at a length of 44 m was filled with the rubbles.

The engineering solutions to the recovery of the collapse which were under consideration comprised an open construction trench, shafts, mining methods and combinations of these methods. The solution which was implemented consisted of transverse pile walls (dividing walls) built in an advance, and subsequent tunnelling in the collapsed section, under the protection of canopy tube pre-support installed between the dividing walls.

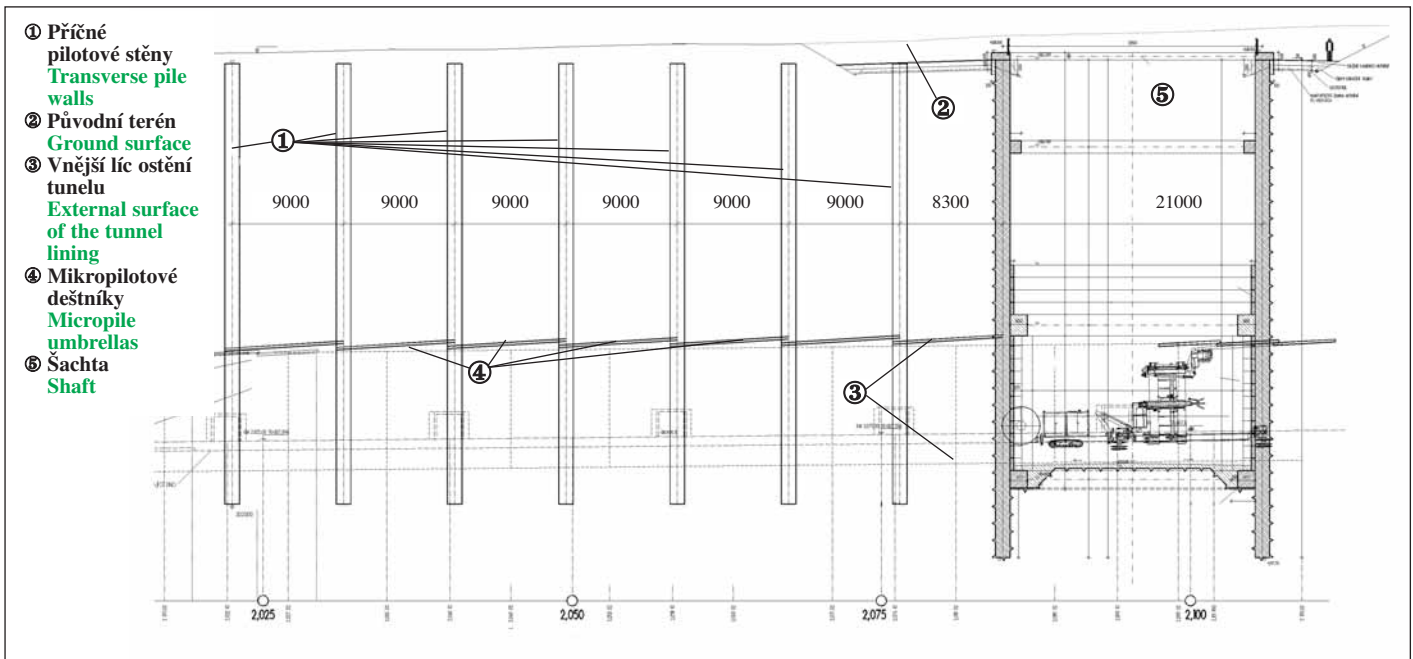
The article below is focused on civil engineering aspects of the planning and execution of the recovery operations, first of all on numerical modelling of the anticipated behaviour of the rock mass during the course of the excavation and subsequent experience gained during the excavation itself. In the opinion of the authors, the recovery operations themselves can be considered to be successful if we take into consideration the difficulties and uniqueness of the operations within the Czech Republic.

The entire tunnel construction was funded by the North-Bohemian Mining Company and the client was the Czech Railways (currently the SŽDC s.o.). The recovery operations were



Obr. 1 Podélný geologický řez tunelem po mimořádné události (vypracoval RNDr. J. Altmann)

Fig. 1 Longitudinal geological section through the tunnel after the collapse (carried out by RNDr. J. Altmann)



Obr. 2 Podélný řez tunelem zahrnující rozdělení oblasti závalu pomocí pilotových stěn (zpracoval IKP Consulting Engineers s.r.o.)  
Fig. 2 Longitudinal section through the tunnel containing the division of the collapsed section by the pile walls (by IKP Consulting Engineers s.r.o.)

vatelem stavby, firmou Metrostav a. s., podzhotovitelem pro sanační práce bylo Zakládání staveb, a. s. Projektantem zhmáhaní byl SUDOP Praha, a. s., a projektantem sanačních prací FG Consult, s. r. o., monitoring a vyhodnocování geologických poměrů zajišťovala firma SG Geotechnika, a. s., pro zhotovitele tyto práce prováděla firma K+K Průzkum, s. r. o. Společnost IKP Consulting Engineers, s. r. o., fungovala na projektu od roku 2004 jako technický konzultant dodavatele stavby. D2 Consult Prague, s. r. o., pracoval na projektu od roku 2005 jako supervisor a technická pomoc investora.

## 2 NAVRŽENÝ ZPŮSOB ZMÁHÁNÍ ZÁVALU

Vzhledem ke značným obavám z nepříznivého deformačního chování materiálu závalu bylo rozhodnuto rozdělit havarovanou oblast pomocí příčných pilotových stěn na sedm částí/komor (obr. 2). Stěny z převrtávaných železobetonových pilot o průměru 1,18 m měly délku 16 m, jejich osová vzdálenost byla 9 m, piloty zasahovaly 3 m pod profil tunelu.

Dále bylo rozhodnuto provést zhmáhaní závalu pomocí sekvenční metody (zajištění výrubu pomocí příhradových nosníků, sítí a stříkaného betonu). Před použitím navrhované metody zhmáhaní bylo nutné dostatečně prověřit její vhodnost a navrhnout optimální tvar a skladbu primárního ostění. Vzhledem ke komplexnosti problému byly využity rovinné výpočty pro potřeby vytvoření realizační dokumentace primárního ostění, následně však byly vytvořeny i ověřovací trojrozměrné numerické modely. Veškeré výpočty byly zhotoveny pomocí metody konečných prvků (MKP).

Navržená metoda ražby byla během zhmáhaní závalu průběžně optimalizována, což mělo pozitivní vliv na deformační chování masivu a na rychlost realizace. Monitoring ražeb a pozorování chování masivu během ražeb navíc umožnil zpětné ověření numerických výpočtů.

## 3 ÚVODNÍ DVOUROZMĚRNÉ STATICKÉ VÝPOČTY

### 3.1 Základní údaje

Statický výpočet primárního ostění byl proveden firmou SUDOP Praha, a. s., pomocí MKP ve 2D (předpoklad rovinné deformace). Horninový masiv byl modelován pomocí Mohr-Coulombova pružnoplastického modelu za předpokladu izotropního chování. Byl použit výpočetní program TUNNEL 12.0 firmy RIB stavební software, spol. s r. o. Statické posouzení dočasněho ostění bylo provedeno v souladu s ČSN, byl použit program BETON 2D firmy FINE, spol. s r. o.

Geologická vrstva	Vstupní hodnoty	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)	$E_{DEF}$ (MPa)
Kvartérní pokryv	19,2	11,5	18	17	0,30
Silně zvětralý jílovec	19,2	11,0	10	19	0,40
Silně zvětralý jílovec v závalu	19,2	11,0	8	19	0,40
Zvětralý jílovec	19,5	17,0	19	19	0,40
Jílovec A	19,5	36,0	19	32	0,40
Jílovec B	19,5	40,0	20	35	0,38
Jílovec C	19,5	45,0	25	50	0,38
Uhelná sloj	19,5	30,0	25	60	0,30

Tab. 1 Vstupní geotechnické parametry

funded and executed by the main contractor, Metrostav a.s., and its sub-contractor for the rehabilitation work, Zakládání Staveb a.s. The designer for the recovery work was SUDOP Praha a.s. and the designer for the rehabilitation operations was FG Consult s.r.o.; the monitoring and evaluation of geological conditions was provided by SG Geotechnika a.s. The contractor's sub-contractor for the above-mentioned activities was K+K Průzkum s.r.o. The company IKP Consulting Engineers s.r.o. was present on site as the consultant for the main contractor from 2004, while D2 Consult Prague s.r.o. was engaged on site as a supervisor and technical aid for the client from 2005.

## 2 THE DESIGN FOR THE RECOVERY OF THE COLLAPSE

Because of great fears of unfavourable deformational behaviour of the rubbles, a decision was made that the collapsed area be divided by transverse pile walls into seven sections/chambers (see Figure 2). The 16m long pile walls consisting of 1.18m-diameter secant bored piles were built at 9m spacing; the piles reached 3m under the tunnel profile.

The next decision which was made was that the collapse be recovered using a sequential method (the excavation support by means of lattice girders, mesh and shotcrete). The suitability of the designed recovery method had to be verified and the optimum configuration and composition of the primary lining designed prior to the application of the proposed method. With respect to the complexity of the problem, 2D calculations were used for the development of the detailed design for the primary lining; 3D numerical models were developed subsequently, for verification purposes. All calculations were made using the Finite Element Method (FEM).

The excavation method design was continually optimised during the course of the recovery operations, which fact positively affected the deformational behaviour of the rock mass and the speed of the works. In addition, the monitoring of the excavation and observation of the rock mass behaviour during the excavation work made the verification of the numerical calculations possible.

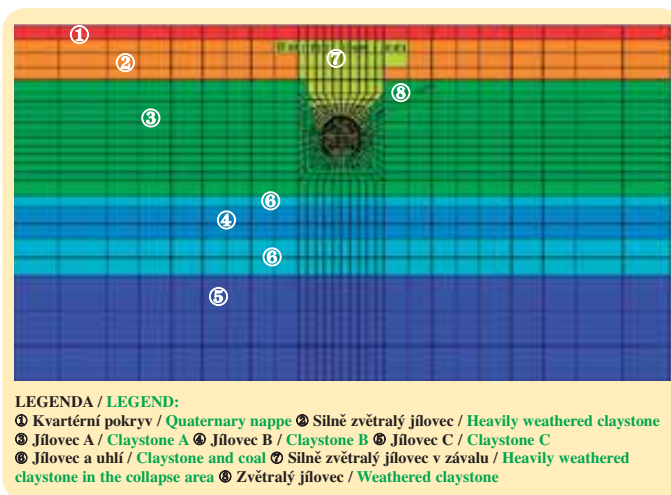
## 3 ORIGINAL 2D CALCULATIONS

### 3.1 Basic information

The structural analysis of the primary lining was carried out by SUDOP Praha a.s. using the 2D FEM (an assumption of the plane deformation). The rock mass model was developed using the Mohr-Coulomb elastic-plastic model, under the assumption of isotropic behaviour. The computer program TUNNEL 12.0, which was used, was developed by RIB stavební software spol. s r. o. The structural analysis of the temporary lining was carried out in compliance with requirements of Czech national standards, using the BETON 2D software developed by FINE spol. s r. o.

Geological layer	Input values	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)	$E_{DEF}$ (MPa)
Quaternary nappe	19.2	11.5	18	17	0.30
Heavily weathered claystone	19.2	11.0	10	19	0.40
Heavily weathered claystone in the collapse section	19.2	11.0	8	19	0.40
Weathered claystone	19.5	17.0	19	19	0.40
Claystone A	19.5	36.0	19	32	0.40
Claystone B	19.5	40.0	20	35	0.38
Claystone C	19.5	45.0	25	50	0.38
Coal seam	19.5	30.0	25	60	0.30

Table 1 Input geotechnical parameters



Obr. 3 Geometrie původního 2D modelu  
 Fig. 3. Geometry of the original 2D model

Vstupní parametry vycházely z původního a dodatečného IG průřezu. Hodnoty použité pro úvodní výpočty jsou shrnuty v tabulce 1. Pro výpočty primární napjatosti byla uvažována velikost  $K_0=0,8$ . Rozdělení masivu na kvazi-homogenní celky a geometrie numerického modelu jsou prezentovány na obr. 3. Vliv podzemní vody nebyl do výpočtů zahrnut.

### 3.2 Výpočty primárního ostění

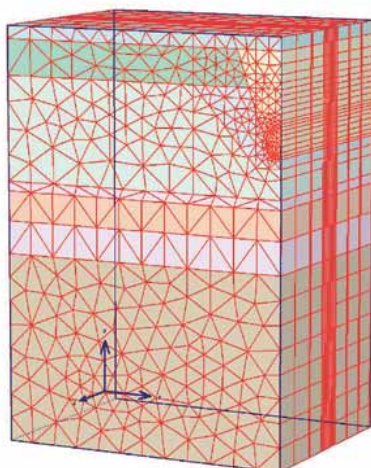
Úvodní statický výpočet uvažoval ražbu po záběrech 1 m. Ražba a vystrojování tunelu byly modelovány v několika výpočetních krocích, které předpokládaly členění výrubu na kalotu, opěří a dno. Primární ostění bylo do výpočtu zahrnuto ve dvou krocích – nejprve jako nezralý stříkaný beton s parametry po 3 dnech (pevnost v tlaku 10MPa), následně jako stříkaný beton s výslednými parametry po 28 dnech. Mocnost ostění byla uvažována 35 cm. Dále bylo při výpočtu uvažováno pravidelné uzavírání kaloty dočasnou spodní klenbou, ražba opěří a dna byla uvažována tak, aby neovlivnila chování kaloty v oblasti čelby (minimální odstup jedné pilotové přepážky mezi čelbou kaloty a ražbou dna a opěří). Během úvodních výpočtů primárního ostění byla optimalizována geometrie profilu tunelu. Tvar tunelu ve dně a v opěří tunelu byl zaoblen tak, aby bylo dosaženo příznivějšího průběhu ohybových momentů.

Vzhledem k obavám z deformačního chování masivu byla očekávána nutnost okamžitého uzavírání ostění s tím, že se nad ostěním prakticky nevytvorí horninová klenba. Díky tomu byla relaxace nevystrojeného výrubu uvažována velmi nízká. Primární ostění tunelu bylo posouzeno na vypočtené vnitřní síly, ostění mocnosti 35 cm bylo vyhovující. Maximální vypočtené deformace ostění tunelu se pohybovaly do 50 mm.

## 4 OVĚŘOVACÍ TROJROZMĚRNÉ VÝPOČTY

### 4.1 Základní údaje

Prostorové numerické výpočty byly provedeny firmou D2 Consult Prague, s. r. o., v programu Plaxis 3D Tunnel (obr. 4). Úkolem tohoto modelování bylo především prověřit vlivu pilotových přepážek na chování nevystrojeného výrubu a ostění. Model horninového masivu byl vytvořen ve shodě s rovinným modelem. Rozhraní jednotlivých geologických vrstev, použitý materiálový model (Mohr-Coulombův), vstupní parametry pro jednotlivé materiály, i koeficient bočního tlaku v klidu ( $K_0$ ) byly voleny shodně. Rovněž mocnost a parametry tunelového ostění byly zvoleny ve shodě s rovinným modelem. Model zahrnoval pouze levou polovinu tunelu (osová symetrie). Profil tunelu byl členěn na dvě části – kalotu a dno (zanedbání členění na opěří a dno by nemělo mít zásadnější vliv na výsledky). Jeden model byl vytvořen s pilotovými přepážkami, jeden bez nich.



Obr. 4 Geometrie prostorového modelu  
 Fig. 4 Geometry of the 3D model

The input parameters were based on the original and additional EG surveys. The values used for the original calculations are summarised in Table 1. The value of  $K_0=0.8$  was assumed for the purpose of the calculations of the primary state of stress. The distribution of the rock mass into quasi-homogeneous units and the geometry of the numerical model are presented in Fig. 3. The influence of ground water was not taken into the calculations.

### 3.2 Primary lining analysis

The original structural analysis assumed that 1m long advances per cycle would be applied. The tunnel excavation and support were modelled in several steps, which assumed that the top heading, bench and invert excavation sequence would be applied. The primary lining was included into the calculation in two steps – first as green shotcrete with parameters at 3 days (compressive strength of 10MPa) and then as shotcrete with resultant parameters at 28 days. The shotcrete layer thickness of 35cm was assumed. Another calculation assumption was that the top heading excavation would be regularly closed by the invert; the method of the bench and bottom excavation was assumed to be such which would not affect the behaviour of the top heading in the area of the excavation face (the minimum distance of one compartment between the dividing pile walls to be maintained between the top heading face and the bottom and bench excavation). The geometry of the tunnel profile was optimised during the initial analyses of the primary lining. The shape of the tunnel was rounded at the bottom and side-wall parts so that a more favourable bending moment diagram was achieved.

With regard to fears that the deformational behaviour of the rock mass would be so bad that virtually no natural arch would develop above the lining, the necessity for immediate closing of the lining was expectable. Owing to this fact, very small magnitude of relaxation of the unsupported tunnel excavation was assumed. The primary tunnel lining was assessed for the calculated internal forces with the conclusion that the thickness of 35cm was satisfactory. The maximum calculated deformations of the lining did not exceed 50mm.

## 4 THREE-DIMENSIONAL VERIFICATION CALCULATIONS

### 4.1 Basic information

The three-dimensional numerical calculations were carried out by D2 Consult Prague s.r.o. using the Plaxis 3D Tunnel software (see Fig.4). The primary task of this modelling was to examine the influence of the dividing pile walls on the behaviour of the unsupported excavation and the lining. The model of the rock mass which was developed corresponded to the two-dimensional model. Identical interface between individual geological layers, material model used (Mohr-Coulomb's), input parameters for individual materials and the coefficient of side pressure at rest ( $K_0$ ) were selected. The thickness and parameters of the tunnel lining were also selected identically with those used in the 2D model. The model covered only the left half of the tunnel (axial symmetry). The tunnel cross section was divided into two parts – the top heading and bottom (the fact that the bench and bottom sequencing was neglected should not have influenced the results in a significant manner). One model was developed to contain the dividing pile walls and one without them.

### 4.2 The influence of the dividing pile walls

The model contained the dividing pile walls built at 9m spacing. The thickness of the walls of 1.0m was selected for the model. The dividing pile walls were modelled as a linearly elastic material. They were divided into two parts as follows:

- The part found in the tunnel area (cast using concrete) had the parameters :  $E = 25\text{GPa}$ ,  $\nu = 0.2$
- The part above the tunnel (cast using only a suspension) had the parameters:  $E = 10\text{GPa}$ ,  $\nu = 0.2$

Two comparative calculations were conducted, one with the dividing walls and the other without them. The results of the 3D calculations of the influence of the dividing walls in the collapse area are presented in Table 2.

		3D – with dividing walls	3D – without dividing walls	2D
Deformations (mm)	Top of the vault	26	116	50
	Centre of the bottom	122	196	285
	Inverted arch	120	370	300
	Top of the vault	40	169	200
Axial forces (kN)	Maximum	1610	1770	2450

Table 2 Results for the closed tunnel lining

The reinforcing effect of the dividing pile walls is obvious from the results. The construction of the dividing pile walls leads to significant reductions in the bending moments in the lining and the resultant deformations. The differences between the 2D calculations and 3D calculations are first of all caused by the selection of the magnitude of relaxation, which had been, for understandable reasons, included into the calculations conservatively compared to common calculations.

### 4.3 The influence of the method of excavation of the bench and bottom

Another objective of the modelling was to examine the influence of the length of the bench and bottom excavation (i.e. how many advance rounds are allowed to remain without the closed invert when the top heading is being enlarged). The execution of the lower part of the profile was modelled for advance lengths 2m, 4m and 8m long (see Fig. 5). The results for deformations and internal transverse forces in the top heading above the excavated bottom are presented in Table 3.

## 4.2 Vliv pilotových přepážek

Model zahrnoval pilotové přepážky vzdálené osově 9 m. Mocnost přepážek byla v modelu zvolena 1 m. Pilotové přepážky byly modelovány jako lineárně elastický materiál. Přepážky byly rozděleny na dvě části:

- Část v oblasti tunelu (vyplněna betonem) měla parametry:  $E = 25\text{GPa}$ ,  $\nu = 0,2$
- Část nad tunelem (vyplněna pouze suspenzí) měla parametry:  $E = 10\text{GPa}$ ,  $\nu = 0,2$

Byly provedeny dva srovnávací výpočty – s přepážkami a bez nich. Výsledky 3D výpočtů vlivu přepážek v oblasti závalu jsou uvedeny v tabulce 2.

		3D - s pře- pážkami	3D - bez pře- pážek	2D
Deformace (mm)	Vrchol klenby	26	116	50
Momenty (kNm)	Střed dna	122	196	285
	Dno - klenba	120	370	300
	Vrchol klenby	40	169	200
Osové síly (kN)	Maximum	1610	1770	2450

Tab. 2 Výsledky v ostění uzavřeného tunelu

Z výsledku je patrný ztužující efekt pilotových přepážek. Realizace pilotových přepážek vede ke značnému snížení ohybových momentů v ostění a ke snížení výsledných deformací. Rozdíly mezi výsledky 2D výpočtů a 3D výpočtů jsou především způsobeny volbou velikosti relaxace, která z pochopitelných důvodů byla do 2D výpočtů zahrnuta v porovnání s běžnými výpočty konzervativně.

## 4.3 Vliv způsobu pobírání opěr a dna

Dalším cílem modelování bylo prošetření vlivu délky pobírání opěr a dna na chování ostění kaloty (tj. po kolika záběrech se má uzavírat spodní klenba plného profilu při rozšiřování kaloty). Realizace spodní části profilu byla modelována v záběrech 2, 4 a 8 m (obr. 5). Výsledky deformací a vnitřních sil v příčném směru v kalotě nad odebraným dnem jsou uvedeny v tabulce 3.

Délka záběru dna (m)	2	4	8
Deformace (mm)	26	29	52
Momenty (kNm)	61	140	175
Osové síly (kN)	1260	1600	2020
Ostění 350 mm	Vyhovuje	Vyhovuje	Vyhovuje

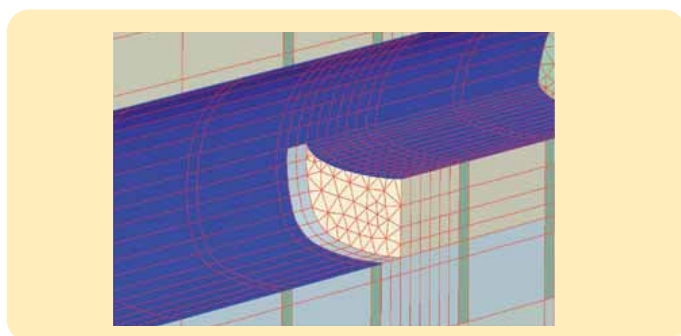
Tab. 3 Kalota – vnitřní síly v příčném směru

Velikost vnitřních sil v příčném směru v kalotě nepřináší zásadnější problém. I při záběru opěr a dna na 8 m (celá komora) byla kapacita ostění kaloty postačující pro přenesení daných sil (ostění tloušťky 35 cm). Větší problém přinášejí vnitřní síly v podélném směru v oblasti přechodu ostění z pilotové přepážky do horninového masivu. Se vzrůstající délkou záběru opěr a dna logicky tyto síly narůstají také, což může vést až k porušení ostění. Na základě výpočtů byla doporučena maximální délka záběru opěr a dna 4 m.

## 4.4 Výpočet stability čelby kaloty

Dále byly provedeny výpočty stability čelby kaloty. Výpočty předpokládaly samostatnou ražbu kaloty s okamžitým uzavíráním dočasné spodní klenby. Dále bylo uvažováno dobírání opěr a dna s větším odstupem od čelby kaloty, takže dobírání by nemělo mít na stabilitu čelby kaloty vliv. Výpočet byl proveden ve více krocích. První krok simuloval realizaci pilotových přepážek. Následující kroky simulovaly postupnou ražbu a instalaci ostění tunelu. Výpočet stability čelby byl proveden v okamžiku, kdy čelba kaloty byla 2 m za přepážkou a 1 m kaloty nebyl vystrojen ostěním.

Výpočet stupně stability probíhá v programu Plaxis pomocí redukce smykových parametrů. Smykové parametry jsou postupně redukovány, až dojde k porušení horninového masivu. Výsledný stupeň bezpečnosti je potom vypočítán jako poměr počátečních a výsledných smykových parametrů. Výpočet stability čelby prokázal velmi nízkou stabilitu čelby (hodnota stupně stability byla blízko 1). Výpočtový model ovšem nezahrnoval opatření, s jejichž využitím se



Obr. 5 Simulace postupu pobírání opěr a dna (včetně dočasné spodní klenby kaloty)

Fig. 5 Simulation of the bench and bottom excavation procedure (inclusive of the temporary invert of the top heading)

Advance per cycle - bottom (m)	2	4	8
Deformations (mm)	26	29	52
Moments (kNm)	61	140	175
Axial forces (kN)	1260	1600	2020
Lining 350mm	Satisfying	Satisfying	Satisfying

Table 3 Top heading – internal transverse forces

The magnitude of the internal transverse forces in the top heading does not pose any significant problem. The capacity of the top heading lining (35cm thick) was sufficient for carrying the given forces even in the case of the 8m long bench and bottom advance per cycle (the length of the entire compartment). The longitudinal internal forces and shear forces in the area of the transition of the lining from the dividing pile wall to the rock mass pose a bigger problem. Logically, these forces grow also with the growing bench and bottom excavation advance length, which may result in a failure of the lining. The maximum length of the bench and bottom advance length of 4m was recommended on the basis of the calculations.

## 4.4 Top heading face stability calculation

Another step was the calculation of stability of the top heading face. The calculations assumed that the top heading would be excavated separately, with immediate closing of the profile by temporary invert. The excavation of the bench and bottom was assumed to start at a greater distance from the top heading face for which reason it should not affect the stability of the top heading face. The calculation was carried out in several steps. The first step simulated the construction of the dividing pile walls. The following steps simulated the process of excavation and installation of the tunnel lining. The calculation of the face stability was carried out at the moment when the top heading face was found 2m beyond the dividing wall and 1m of the excavation length was not supported by the lining.

The stability calculation is carried out using the Plaxis software by means of reduction of shear parameters. The shear parameters are step-by-step reduced until the rock mass fails. The final factor of safety is then calculated as the proportion of the initial shear parameters to the resultant ones. The face stability calculation proved that the face stability is very small (the value of the stability factor was close to 1). The calculation model, however, did not contain the measures which were assumed to be implemented (canopy tube pre-support, jet grouting between the dividing walls, a supporting rock wedge at the face, division of the top heading excavation to partial headings, etc.).

## 5 THE COURSE OF THE OPERATIONS

### 5.1 Excavation method

There were, naturally, serious fears before the commencement of the excavation in the collapse area regarding the deformational behaviour of the rock mass which had been deformed in the area of the tunnel profile and above the tunnel by the previous accident. For that reason it was decided that core probe holes be drilled ahead of the face before the commencement of excavation of each particular section (see Fig. 6) and further decisions made on the extent of the rehabilitation work necessary. A decision was made before the commencement of the excavation beyond the first dividing pile wall that horizontal jet grouted columns be carried out within the tunnel cross section to strengthen the rock mass. This measure was also used beyond the third dividing pile wall. The excavation in the other compartments did not require this strengthening.

The crown of the tunnel was regularly protected by means of canopy tube pre-support. The drilling for the pre-support was carried out from the front side of each pile wall. The tubes were always tailed into the next pile wall (they bridged the entire distance between neighbouring dividing walls). Efforts were made in the beginning to embed the canopy tubes into jet grouted columns to be carried out above the excavated cross section. However, the execution of jet grouting in the tunnel overburden stopped after the completion of the excavation of the initial three compartments, similarly to the jet grouting within the tunnel profile.

The excavation proceeded in steps of 1m advance per cycle. The excavation was supported by steel mesh, lattice girders and sprayed concrete. In the beginning, efforts were made to immediately close the temporary invert of the top heading. Naturally, in terms of structural analysis, it would have minimised the lining deformations. On the other hand, this requirement logically meant that full-face top heading excavation was necessary. With regard to the stability problems of the face and the danger to workers at the excavation face, it was decided that the temporary top heading invert was to be closed later (i.e. at a distance of 2 – 3m). This measure made the stabilisation of the face by means of the rock wedge, which was left in the centre of the top heading, possible. This measure showed to be a suitable compromise. In addition to the rock wedge, the excavation face was regularly stabilised by a thin layer of shotcrete. When more intense manifestations of instability were encountered, the top heading excavation and application of shotcrete face was divided into several steps. The excavation of the bench and tunnel bottom followed the top heading excavation at a distance exceeding 9m.



Obr. 6 Realizace jádrových vrtů do profilu tunelu z prostoru před pilotovou přepážkou (foto M. Hilar)

Fig. 6 Drilling of core holes to the tunnel profile from the space in front of the dividing pile wall (photo M. Hilar)

uvažovalo (mikropilotové deštníky, trysková injektáž mezi přepážkami, opěrný klín v prostoru čelby, členění čelby kaloty na dílčí části, atd.).

## 5 PRŮBĚH REALIZACE

### 5.1 Způsob ražby

Před počátkem ražby v oblasti závalu byly přirozeně značné obavy z deformačního chování masivu, který byl v oblasti profilu tunelu a nad tunelem přetvořen proběhlou havárií. Proto bylo rozhodnuto před ražbou každé sekce provádět jádrové vrty z čelby (obr. 6) a na základě jejich vyhodnocení následně učinit rozhodnutí o rozsahu potřebných sanačních prací. Před ražbou za první pilotovou přepážkou bylo rozhodnuto o sanaci profilu tunelu pomocí horizontálních sloupů z tryskové injektáže. Toto opatření bylo také použito za třetí pilotovou přepážkou. Ražby ostatních sekcí proběhly bez sanací oblastí profilu tunelu.

Přístup tunelu bylo pravidelně chráněno pomocí mikropilotových deštníků, které byly vrtány před každou pilotovou stěnou. Mikropiloty byly vždy vetknuty do následné pilotové stěny (tj. překlenovaly celou vzdálenost mezi sousedními přepážkami). Ze začátku byla snaha realizovat jednotlivé mikropiloty do sloupů tryskové injektáže nad profilem, ale podobně jako v oblasti profilu tunelu bylo i v nadloží tunelu od tryskové injektáže po ražbě prvních tří sekcí upuštěno.

Ražba probíhala po záběrech délky 1 m. Výrub byl zajišťován pomocí ocelových sítí, příhradových rámců a pomocí stříkaného betonu. Ze začátku byla snaha uzavírat provizorní dno kaloty okamžitě, což by přirozeně ze statického hlediska mělo minimalizovat deformace ostění. Na druhou stranu tento požadavek logicky znamenal svislou čelbu kaloty na její plnou výšku. Vzhledem ke stabilitním problémům čelby a vzhledem k nebezpečí pro pracovníky v prostoru čelby bylo rozhodnuto uzavírat provizorní dno kaloty později (tj. s odstupem 2 – 3 m), což umožnilo stabilizaci čelby pomocí opěrného klínu ponechaného ve středu čelby. Toto opatření se osvědčilo jako vhodný kompromis. Kromě opěrného klínu navíc bylo pravidelně prováděno okamžitě zajištění čelby pomocí tenké vrstvy stříkaného betonu. Při výraznějších projevech nestability byla dále čelba kaloty pobírána a zastříkávána po několika krocích. Ražba opěří a dna tunelu probíhala po ražbě kaloty s odstupem vyšším než 9 m.

### 5.2 Výsledky monitoringu

Maximální sedání povrchu nad tunelem dosáhlo 28 mm (prostor za 2. pilotovou přepážkou). Výsledné naměřené konvergence jsou uvedeny v tabulce 4. Deformace se obecně pohybovaly do 40 mm, pouze v prostoru za druhou pilotovou přepážkou byly deformace vyšší.

Staničení tunelu (m)	Vrchol Bod 01	Boky kaloty		Boky opěří	
		Bod 04	Bod 05	Bod 06	Bod 07
2004	5	7	7	0	0
2007	19	14	16	10	10
2012	21	23	27	10	8
2019	20	30	27	-	5
2025	20	30	36	7	3
2027	27	30	28	7	8
2031	33	27	40	8	10
2034	37	36	40	7	7
2036	50	55	105	11	10
2040	93	65	130	14	-
2043	38	37	34	6	7
2048	39	36	53	-	-
2052	40	42	46	7	8
2057	40	47	53	7	6
2061	40	43	46	3	6
2066	31	32	35	-	-
2070	24	18	23	0	0
2075	26	24	36	-	3
2079	11	18	20	3	3
2081	17	28	27	3	2
2084	8	18	20	-	2
2087	2	7	5	0	0

Tab. 4 Naměřené výsledné deformace ostění (mm)

### 5.3 Ražba za druhou pilotovou přepážkou

Co bylo důvodem vyšších deformací za druhou pilotovou přepážkou? Je nutné si uvědomit, že ražba v obtížných geologických poměrech přináší řadu protichůdných požadavků. Například realizace opěrného klínu, který příznivě

## 5.2 Monitoring results

The maximum values of the surface settlement above the tunnel reached 28mm (the area beyond the second dividing pile wall). The final measured convergences are presented in Table 4. In general, the deformations did not exceed 40mm, with the exception of the area beyond the second dividing pile wall.

Tunnel chainage (m)	Crown	Top heading side walls			Bench side walls	
	Point 01	Point 04	Point 05	Point 06	Point 07	
2004	5	7	7	0	0	
2007	19	14	16	10	10	
2012	21	23	27	10	8	
2019	20	30	27	-	5	
2025	20	30	36	7	3	
2027	27	30	28	7	8	
2031	33	27	40	8	10	
2034	37	36	40	7	7	
2036	50	55	105	11	10	
2040	93	65	130	14	-	
2043	38	37	34	6	7	
2048	39	36	53	-	-	
2052	40	42	46	7	8	
2057	40	47	53	7	6	
2061	40	43	46	3	6	
2066	31	32	35	-	-	
2070	24	18	23	0	0	
2075	26	24	36	-	3	
2079	11	18	20	3	3	
2081	17	28	27	3	2	
2084	8	18	20	-	2	
2087	2	7	5	0	0	

Table 4 Final measured deformations of the lining (mm)

### 5.3 Excavation beyond the second dividing pile wall

What was the reason of higher deformations beyond the second dividing pile wall? One must realize that excavation through difficult geology is associated with many contradictory requirements. For example, the placement of the rock wedge, which favourably improves the stability of the excavation face, prevents the immediate closing of the temporary invert, which would be beneficial in terms of minimization of deformations of the lining. Another factor is the excavation advance rate. A fast excavation advance rate including as fast as possible installation of the support generally leads to minimization of the rock mass deformations. On the other hand, an effort for acceleration of the work means reduction of the time for implementation of all supporting measures or, for example, leads to higher flexibility of the lining in the vicinity of the excavation face (the section supported with green shotcrete is longer).

Regarding the excavation beyond the second dividing wall, there was the following sequence of events there: Significant excavation face stability problems started abruptly to appear during the course of the top heading excavation approximately 2m before the third dividing pile wall. With the urgency of the problems taken into consideration, it was decided to finish the top heading excavation up to the dividing pile wall (it guaranteed a stable face) even before the planned closure of the temporary top heading invert. This action was successful. However, it influenced the deformational behaviour of the lining. Owing to the completion of the longer than designed section of the lining without closing the invert, a significant concentration of stress developed in the area between the closed and unclosed parts of the top heading lining followed by development of a radial crack in the right-hand side of the lining (see Table 4). The subsequent prompt closing of the invert up to the dividing pile wall meant stopping of the deformation growth. In the authors' opinion, the procedure which was used was adequate to the given situation.

### 5.4 Other aspects of the excavation

The effect of the jet grouting rather fell short of expectations. The jet grouted columns which had been expected to reinforce the ground, were perceivable only in the non-cohesive Quaternary material; unfortunately, they were not much visible in the cohesive clay or claystone (see Fig. 7). The attempt to drill through the jet grouted columns for installation of the pre-support tubes was similarly little successful. We can state that the jet grouting carried out within the tunnel profile acted rather as pressure grouting. The cement grout filled various fissures and empty spaces in the collapse rubble. The highest accumulation of the grout was found at the beginning of the excavation, under the preserved prevault created by the Perforex machine (see Fig. 8). Because of the relatively favourable consistency of the mostly cohesive material – the collapse rubble, and with respect to the fact that stabilisation of cohesive soils by jet grouting is a difficult task, it was decided after the excavation of the third section to abandon the idea of the stabilisation by jet grouting.

Conversely, the canopy tube pre-support with the tubes tailed into the pile walls can be evaluated very positively; the canopy certainly contributed to the improvement of stability and safety. The top of the excavation face above the

zvyšuje stabilitu čelby, znemožňuje okamžité uzavírání provizorního dna, což by bylo výhodné z hlediska minimalizace deformací ostění. Dalším faktorem je rychlost ražby. Rychlý postup ražby včetně co nejrychlejšího vystrojení obecně vede k minimalizaci deformací masivu. Na druhou stranu snaha o zvýšení rychlosti znamená méně času na realizaci všech zajišťovacích opatření, dále například vede k vyšší poddajnosti ostění v blízkosti čelby (delší úsek zajištěný ostěním z nezralého stříkaného betonu).

V případě ražby za druhou přepážkou šlo o následující posloupnost událostí: Během ražby kaloty cca 2 m před třetí pilotovou přepážkou se velmi náhle začaly objevovat výrazné stabilitní problémy čelby. Vzhledem k urgenci problémů bylo rozhodnuto dokončit ražbu kaloty až k pilotové přepážce (která zaručovala stabilní čelbu) ještě před plánovaným uzavřením dočasné spodní klenby kaloty. To se podařilo, bohužel však tento krok měl vliv na deformační chování ostění. Díky dokončení delšího úseku ostění kaloty bez uzavření spodní klenby došlo k výrazné koncentraci napětí v oblasti mezi uzavřenou a neuzavřenou částí ostění kaloty, což znamenalo vytvoření radiální trhliny v pravé části ostění (tabulka 4). Následně urychlené uzavření provizorní protiklenby až k pilotové přepážce znamenalo ukončení nárůstu deformací. Dle názoru autorů byl použitý postup adekvátní vzniklé situaci.

## 5.4 Další aspekty ražby

Účinek tryskové injektáže očekávání příliš nesplnil. Očekávané sloupce zpevňující čelbu byly patrné pouze v nesoudržném materiálu kvartéru, v soudržném materiálu jílu či jílovců bohužel sloupce příliš patrné nebyly (obr. 7). Obdobně se pokus o vrtání mikropilot (deštníku mezi přepážkami) do sloupů tryskové injektáže také příliš nezdařil. Lze konstatovat, že v profilu tunelu působila trysková injektáž spíše jako injektáž tlaková. Cementová suspenze vyplnila různé trhlinky a volná místa v závalovém materiálu. Největší koncentrace suspenze byla patrná na začátku ražby pod zachovanou předklenbou vytvořenou strojem Perforex (obr. 8). Vzhledem k poměrně příznivé konzistenci převážně soudržného materiálu závalu a vzhledem k obtížnosti sanace soudržných zemin tryskovou injektáží bylo po ražbě třetí sekce rozhodnuto od sanace pomocí tryskové injektáže ustoupit.

Naopak mikropilotové deštníky vetknuté do pilotových stěn lze hodnotit velmi pozitivně, mikropiloty zcela jistě přispěly k vyšší stabilitě i bezpečnosti. Během ražby došlo několikrát k vypadnutí horní části čelby nad opěrným klínem, díky mikropilotům se však nikdy tato nestabilita nerozšířila nad prostor osazeného deštníku. Na začátku ražby došlo při stabilitních problémech čelby v prvních záběrech ražby pod deštníkem k přetížení konců mikropilot, což mělo za následek deformaci prvního rámu pod deštníkem. Tento jev se během dalšího postupu podařilo odstranit zdvojením prvního rámu pod deštníky (v prostoru přepážek) a přivařením konců mikropilot pomocí výztuže k poslednímu rámu BTX před přepážkou (tj. nad mikropilotami).

## 6 ZÁVĚR

Zmáhání závalu tunelu Březno představovalo techniky velice náročný úkol; ražba zavaleného tunelu je obecně vždy podstatně náročnější v porovnání s ražbou rostlým masivem. Vlastní ražba oblastí závalu započala koncem února 2006 a byla dokončena začátkem srpna 2006. To, že ražba proběhla relativně rychle bez výraznějších problémů, je zásluhou kvalitní přípravy i patřičného přístupu během vlastní realizace.

Provedené numerické modelování je užitečným prostředkem pro přípravu (a ověřování provádění) obtížných geotechnických staveb. Přirozené ani provedené 3D modelování nemohlo přesně postihnout veškeré popsání aspekty ražby. Při porovnání výsledků modelování a skutečných naměřených hodnot deformací jsou patrné jisté rozdíly, které ovšem v tomto případě nejsou příliš výrazné. Modelování poměrně dobře postihlo některé očekávané problémy, které se potvrdily během ražby (nízká stabilita čelby, koncentrace napětí mezi neuzavřeným a uzavřeným ostěním, pozitivní vliv dočasné protiklenby a pilotových přepážek, atd.).

Z pohledu vlastní ražby je třeba vyzdvihnout flexibilní přístup k realizaci. Jak je v článku zmíněno, v některých případech bylo třeba reagovat na vlastnosti a chování masivu velmi pružně, optimalizaci všech aspektů ražby nebylo možné provést během přípravy. Dané přizpůsobení postupu ražby a podpůrných opatření zastiženým podmínkám bylo provedeno především během ražby prvních tří sekcí mezi pilotovými přepážkami. Při ražbě následujících sekcí již byl postup poměrně odladěn, takže veškeré další ražby závalem proběhly relativně hladce.

*Ing. MATOUŠ HILAR, MSc., Ph.D., CEng., MICE,  
hilar@d2-consult.cz, D2 Consult Prague, s. r. o.,*

*Ing. VLADISLAV JOHN, vladislav.john@metrostav.cz, Metrostav a. s.*



*Obr. 7 Účinek tryskové injektáže v první sekci zmáhání závalu (foto P. Svoboda)*

*Fig. 7 The effect of the jet grouting in the first compartment of the collapsed tunnel being recovered (photo P. Svoboda)*

rock wedge collapsed several times during the excavation. However, owing to the tubes, the instability had never extended above the completed canopy. At the beginning of the excavation, the ends of the pre-support tubes got overloaded due to the stability problems of the face. As a result, the first lattice girder under the canopy was deformed. This problem was successfully removed by means of doubling the first lattice girder under the canopy tube pre-support (inside the compartments) and welding of the ends of the tubes through the steel mesh to the last BTX lattice girder before the dividing wall (i.e. above the tubes).

## 6 CONCLUSION

The recovery of the collapse of the Březno tunnel represented a task very complicated from the civil engineering point of view. Re-excavation of a collapsed tunnel is, in general, always much more difficult compared to excavation through native rock mass. The excavation through the collapsed area itself started at the end of February 2006 and was finished at the beginning of August 2006. The fact that it was carried out relatively quickly, without more significant problems, is a credit to high quality planning and adequate attitude during the work itself.

Execution of numerical modelling is a useful means of planning (and verification) of construction of complicated geotechnical structures. Naturally, even the 3D modelling which was performed was not capable of exactly formulating all of the above described aspects of the excavation. When the modelling results are compared with the actually measured values of deformations, some differences become obvious, which, however, are not too much marked in this particular case. The modelling quite well showed some of the anticipated problems which appeared subsequently during the excavation (low stability of the excavation face, concentration of stress between the unclosed and closed linings, the positive influence of the temporary invert and dividing pile walls etc.).

Regarding the excavation itself, we must hold up the flexible approach to the construction work. As mentioned above in this paper, it was necessary in some cases to respond to the properties and behaviour of the rock mass in a very flexible manner; it was impossible to optimise all aspects of the excavation during the planning phase. The given adjustment of the excavation procedure and support measures to the conditions encountered was performed first of all during the excavation in the initial three sections between the dividing pile walls (compartments). The procedure was relatively well debugged at the time of the excavation of the further compartments, therefore, all the remaining excavation through the collapsed tunnel passed relatively smoothly.

*Ing. MATOUŠ HILAR, MSc., Ph.D., CEng., MICE,  
hilar@d2-consult.cz, D2 CONSULT PRAGUE s.r.o.;  
Ing. VLADISLAV JOHN; vladislav.john@metrostav.cz,  
METROSTAV a.s.*

## LITERATURA / REFERENCES

R. Smida, R. Brokl, E. Schreierova: Tunel Březenský na přeložce železniční trati Březno u Chomutova – Chomutov. Sborník příspěvků konference Podzemní stavby, Praha 2000.

J. Barták, M. Hilar, J. Pruška: Numerical Modelling of the Underground Structures. Acta Polytechnica. 2002, roč. 42, č. 1

J. Heřt: Aplikace metody obvodového vrubu s předklenbou v podmínkách poddolovaného území tunelu Březno. Sborník příspěvků semináře Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí, Ostrava 2003.

A. Thomas, D. Powell, M. Hilar: Úloha numerického modelování při projektování tunelů. Tunel 1/2004.

J. Barták a kol.: Podzemní stavitelství v České republice, Praha 2007

M. Hilar, V. John: Numerical modelling of the Březno Tunnel Re-excavation. ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Tunnelling (EuroTun). Vienna 2007.